

Verkehrsablauf in Tunneln und dessen Auswirkungen auf die Wahl des Tunnelquerschnitts

Dr.-Ing. Kerstin Lemke

SCHRIFTENREIHE

LEHRSTUHL FÜR VERKEHRSWESEN

RUHR-UNIVERSITÄT BOCHUM

HEFT 22, 2000

ISSN 1437-8299

Diese Arbeit wurde von der
Fakultät für Bauingenieurwesen
der Ruhr-Universität Bochum als
Dissertation angenommen und genehmigt.

Tag der mündlichen Prüfung: 17.12.1999

Vorwort

Straßentunnel im Zuge von Bundesfernstraßen haben in den letzten Jahrzehnten zunehmend an Bedeutung gewonnen. Da vielfach Freiflächen für den Straßenneubau oder die Erweiterung bestehender Straßen fehlen und die Akzeptanz der Bevölkerung gegenüber Emissionen weiter abnimmt, werden zur Bewältigung der wachsenden Verkehrsnachfrage vermehrt Tunnelstrecken geplant und gebaut. Bisher lagen nur unzureichende Erkenntnisse über den Verkehrsablauf in Tunneln vor. Angesichts der im Vergleich zur freien Strecke sehr viel höheren Kosten sowohl für den Bau als auch für den Betrieb von Tunnelstrecken sind zuverlässige Erkenntnisse über das Verkehrsgeschehen in Tunneln für eine wirtschaftliche Planung von Tunnelstrecken von besonderer Bedeutung.

In der vorliegenden Arbeit hat Frau Dr.-Ing. Kerstin Lemke alle relevanten Aspekte des Verkehrsablaufs in Tunneln mit Hilfe empirischer Daten untersucht und zusammenfassend bewertet. Anhand zahlreicher selbst erfaßter und von Induktionsschleifen stammender Verkehrsdaten deutscher und österreichischer Tunnel wurde der Verkehrsablauf während des normalen Betriebes untersucht und in Form verallgemeinerter Verkehrsstärke-Geschwindigkeits-Diagramme beschrieben. Die Verkehrssicherheit in deutschen Straßentunneln konnte durch die bis dato umfassendste Analyse aller verfügbaren Unfalldaten deutscher Straßentunnel erstmalig beurteilt werden. Mit wachsender Verkehrsbelastung werden die Auswirkungen von Störfällen, d.h. von Unfällen, Pannen und Arbeitsstellen, für die Beurteilung des Verkehrsablaufs zunehmend maßgebend. Frau Dr. Lemke hat ein Modell entwickelt, mit dessen Hilfe der Verkehrsablauf in Tunneln unter Berücksichtigung von Störfällen über ein ganzes Jahr beschrieben und mit Hilfe einschlägiger Verfahren wirtschaftlich bewertet werden kann.

Das Modell wurde eingesetzt, um den volkswirtschaftlichen Nutzen eines mehrstreifigen Querschnitts mit Standstreifen gegenüber einem entsprechenden Querschnitt ohne Standstreifen zu ermitteln. Diesem Nutzen werden die zusätzlichen Kosten des Standstreifens aus Berechnungen der Studiengesellschaft für unterirdische Verkehrsanlagen e.V. (STUVA) gegenübergestellt. Für die praktische Anwendung wurde ein Verfahren entwickelt, mit dessen Hilfe auf der Basis der Erkenntnisse über den Verkehrsablauf in Tunneln in einem frühen Planungsstadium ein geeigneter Tunnelquerschnitt gewählt werden kann. Die Arbeit wurde mit Mitteln des Bundesministeriums für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen gefördert. Das entwickelte Verfahren wird als Allgemeines Rundschreiben vom Bundesminister für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen eingeführt.

Inhaltsverzeichnis

1. AUSGANGSLAGE UND AUFGABENSTELLUNG	9
1.1 Gesamtziel der Untersuchung	9
1.2 Ausgangslage und Stand der Wissenschaft.....	10
1.3 Gliederung.....	12
2. UNTERSUCHUNGSGRUNDLAGEN.....	15
2.1 Definition „Tunnel“	15
2.2 Aufbau einer Tunneldatenbank.....	16
2.3 Regelquerschnitte im Tunnel	18
3. VERKEHRSABLAUF BEI NORMALBETRIEB	21
3.1 Theoretische Grundlagen	21
3.2 Literaturübersicht.....	24
3.2.1 Verkehrsablauf in Tunneln	24
3.2.2 Verkehrsablauf auf Autobahnen.....	26
3.3 Erhebung empirischer Daten.....	27
3.3.1 Entwicklung eines Meßkonzeptes	28
3.3.2 Kriterien für die Auswahl von Meßstellen	31
3.3.3 Beschreibung der Meßstellen und Meßergebnisse	32
3.4 Entwicklung eines Verkehrsflußmodells	48
3.4.1 Grundlagen	50
3.4.2 Lineare q-v-Modelle für einzelne Tunnel (freier und teilgebundener Verkehr)	51
3.4.3 Lineare k-v-Modelle für einzelne Tunnel (freier und teilgebundener Verkehr)	57
3.4.4 Lineares q-v-Gesamtmodell (freier und teilgebundener Verkehr) / Varianzanalyse	62
3.4.5 Modelle für den gebundenen Verkehr.....	76
3.4.6 Nicht-lineares k-v-Modell nach van Aerde	80
3.5 q-v-Diagramme und Kapazität.....	84
4. VERKEHRSABLAUF BEI STÖRFÄLLEN.....	89
4.1 Definition Störfall	89
4.2 Nothalte.....	92
4.2.1 Häufigkeit von Nothalten	92
4.2.2 Nutzung von Pannenbuchten und Standstreifen.....	95
4.2.3 Dauer von Nothalten.....	97

4.3	Unfälle.....	98
4.3.1	Häufigkeit von Unfällen	98
4.3.2	Umfang und Dauer der Einschränkung des Querschnitts durch Unfälle	101
4.4	Arbeitsstellen	107
4.4.1	Einschränkung des Querschnitts durch Arbeitsstellen	107
4.4.2	Terminierung von Arbeitsstellen.....	109
4.5	Kapazitäten der Tunnelquerschnitte bei Querschnittseinschränkungen	110
4.6	Staumodelle zur Beschreibung des Verkehrsablaufs bei Störfällen	114
4.6.1	Theoretische Grundlagen.....	115
4.6.2	Programmtechnische Umsetzung des Staumodells	117
5.	VERKEHRSSICHERHEIT	121
5.1	Erhebung empirischer Daten.....	122
5.2	Ermittlung von Unfallkenngrößen	124
5.3	Beschreibung des Unfallgeschehens.....	131
6.	KOSTEN FÜR DEN BAULASTTRÄGER	135
6.1	Grundlagen.....	135
6.2	Tunnelrohbaukosten.....	137
6.2.1	Vorgehensweise bei der Kostenermittlung.....	137
6.2.2	Offene Bauweise	138
6.2.3	Geschlossene Bauweise - Spritzbetonbauweise	140
6.2.4	Geschlossene Bauweise - maschineller Vortrieb	144
6.3	Kosteneinfluß von Betriebseinrichtungen.....	149
6.3.1	Beleuchtung.....	149
6.3.2	Lüftung	150
7.	BEWERTUNGSVERFAHREN ZUR AUSWAHL EINES GEEIGNETEN TUNNELQUERSCHNITTS	151
7.1	Grundlagen.....	151
7.1.1	Grundlagen zu Bewertungsverfahren	151
7.1.2	Ausgangslage und Ziel des Bewertungsverfahrens.....	152
7.1.3	Bewertungskriterien	153
7.1.4	Grundkonzept der wirtschaftlichen Bewertung.....	154
7.1.5	Variable Eingangsdaten.....	155

7.2	Ermittlung der Kosten.....	156
7.2.1	Investitionskosten.....	156
7.2.2	Laufende Kosten.....	158
7.2.3	Zusammenstellung der jährlichen Kosten	159
7.3	Ermittlung der Nutzenkomponenten.....	162
7.3.1	Verkehrsablauf	163
7.3.2	Veränderung der Zeitkosten	170
7.3.3	Veränderung der Betriebskosten	170
7.3.4	Veränderung des Unfallgeschehens	174
7.3.5	Algorithmus der Nutzenermittlung.....	174
7.3.6	Zusammenstellung des jährlichen Nutzens	176
7.4	Vergleich von Kosten und Nutzen.....	181
7.5	Beurteilung des Verfahrens und Sensitivitätsanalyse.....	182
7.5.1	Einflüsse auf die Kosten.....	182
7.5.2	Einflüsse auf den Nutzen.....	183
7.5.3	Beurteilung des Verfahrens	186
8.	ZUSAMMENFASSUNG UND ERGEBNIS	189
9.	LITERATUR.....	193
9.1	Regelwerke	193
9.2	Tunnelspezifische Literatur	195
9.3	Verkehrsablauf.....	200
9.4	Verkehrssicherheit	206
9.5	Bewertungsverfahren	208
9.6	Sonstiges	210

ANHANG

Anhang A: Alphabetisches Verzeichnis der Meßstellen

Anhang B: Darstellung der empirischen q-v-Diagramme

Anhang C: Verkehrssicherheit

Anhang D: Sensitivitätsanalyse des Nutzens

Anhang E: Verfahren für die Auswahl von Straßenquerschnitten in Tunneln

1. AUSGANGSLAGE UND AUFGABENSTELLUNG

1.1 Gesamtziel der Untersuchung

Etwa seit Mitte der 50er Jahre ist die Anzahl der Straßentunnel in Deutschland stetig gestiegen. Während jedoch der Bau von Straßentunneln in der jungen Bundesrepublik eine eher untergeordnete Rolle spielte, ist in den letzten Jahren eine deutliche Trendwende zu verzeichnen. Im Laufe der letzten 10 Jahre hat sich die Anzahl der im Betrieb befindlichen Straßentunnel nahezu verdoppelt. Von 7 Straßentunneln im Jahr 1945 ist der Bestand heute auf rund 200 (195, Stand: 1.1.1996) gestiegen. Davon liegen 120 Tunnel mit einer Gesamtlänge von rd. 80 km im Zuge von Bundesfernstraßen. Zahlreiche weitere Straßentunnel befinden sich derzeit im Bau oder in der Planung.

Ebenso wie Straßenbrücken stellen Straßentunnel bautechnisch anspruchsvolle Ingenieurbauwerke dar, die zusätzlich eine umfangreiche Betriebsausstattung erfordern. Somit bedeutet der Bau eines Tunnels einen um ein Vielfaches höheren Kostenaufwand im Vergleich zu einem Straßenteilstück der freien Strecke. Darüber hinaus resultieren aus der aufwendigen technischen Ausstattung der Tunnel erhöhte Betriebs- und Erhaltungskosten zu Lasten der öffentlichen Haushalte. Angesichts eines weiter ansteigenden Bestandes an Straßentunneln in Deutschland sind die Kosten für den Bau, den Betrieb und die Erhaltung von Tunneln ein nicht unerheblicher Haushaltsposten. Als Folge knapper werdender finanzieller Mittel erscheint eine Analyse der Ausgaben und des damit erreichten Nutzens gerade im Bereich der Straßentunnel außerordentlich sinnvoll.

Neben der Linienführung, der Wahl des Bauverfahrens und der Ausstattung ist der Tunnelquerschnitt ein entscheidender Kostenfaktor bei der Errichtung eines Tunnels. Gleichzeitig wirkt er sich während des Betriebs des Tunnels maßgeblich auf die Kapazität, die Qualität des Verkehrsablaufs und die Sicherheit des Verkehrs im Tunnel aus. Während bei der Wahl der übrigen Entwurfselemente meist aufgrund der örtlichen Gegebenheiten wenig Entscheidungsspielraum bleibt, sind die Konsequenzen der Wahl eines bestimmten Tunnelquerschnitts in ihrer Gesamtheit nicht ohne weiteres abzusehen. Insbesondere ist zu hinterfragen, inwiefern das lange geltende Prinzip, den Querschnitt der freien Strecke im Tunnel fortzusetzen, angesichts der hohen Kosten unter volkswirtschaftlichen Aspekten vertretbar ist. Diese Frage gewinnt vor allem auch deshalb an Bedeutung, weil mit insgesamt steigenden Verkehrsbelastungen auch immer mehr Tunnel im Zuge 3-streifiger Querschnitte erforderlich werden. Dabei wird jedoch weniger daran gedacht, die Anzahl der Fahrstreifen zu reduzieren. Vielmehr ist zu überlegen, in welchen Fällen eventuell auf einen Standstreifen verzichtet werden kann.

Das **Gesamtziel dieser Untersuchung** ist es daher, ein Verfahren zu entwickeln, mit dessen Hilfe bereits im Planungsstadium die volkswirtschaftlich bewerteten Kosten und der Nutzen eines Tunnelprojektes geschätzt werden können. Mit Hilfe dieses Verfahrens soll der unter volkswirtschaftlichen Aspekten günstigste Tunnelquerschnitt für die Realisierung gewählt werden können. Dabei beschränkt sich das eigentliche Bewertungsverfahren auf Tunnelquerschnitte im Zuge 2-bahniger Straßen. Die Berücksichtigung von Tunnelquerschnitten mit Gegenverkehr ist nicht vorgesehen (vgl. Abs. 2.3).

1.2 Ausgangslage und Stand der Wissenschaft

Bereits Anfang der 80er Jahre war ein Forschungsprojekt mit ähnlicher Zielsetzung und ähnlichem Titel (Schiller, Eger, 1983) durchgeführt worden. Im Rahmen dieser verkehrstechnischen und verkehrswirtschaftlichen Untersuchung wurden für drei 2-streifige Tunnelquerschnitte die Kosten (Baukosten) und der Nutzen aus Kfz-Betriebskosten, Zeitkosten und Unfallkosten zum Preisstand von 1980 ermittelt. Als Ergebnis liegen Tabellen und Nomo-gramme vor, mit deren Hilfe die Entscheidung für einen 2-streifigen Tunnelquerschnitt im Richtungsverkehr mit oder ohne Standstreifen (26 T bzw. 26 Tr oder 26 t) getroffen werden soll.

Auf der Basis dieses Forschungsprojektes sowie einer ergänzenden Untersuchung von 1985 zur Aktualisierung der vorliegenden Daten führte der Bundesminister für Verkehr das „Allgemeine Rundschreiben Straßenbau (ARS) Nr. 16/1985“ ein, in dem die anzuwendenden Tunnelquerschnitte wie auch ein Entscheidungsverfahren zur Wahl eines 2-bahnigen, 4-streifigen Querschnitts festgelegt wurden. Durch dieses Rundschreiben wurden 1979 vorläufig festgelegte Querschnitte, die noch in den „Richtlinien für die Ausstattung und den Betrieb von Straßentunneln (RABT)“, Ausgabe 1985 dargestellt sind, außer Kraft gesetzt. Die Festlegung der Tunnelquerschnitte durch das Rundschreiben orientierte sich eng an den seinerzeit gültigen „Richtlinien für die Anlage von Straßen; Teil: Querschnitte“ (RAS-Q, Ausgabe 1982).

Seit der Veröffentlichung des ARS 16/85 zur Festlegung der Straßenquerschnitte in Tunneln im Jahr 1985 hat es viele Entwicklungen gegeben, die eine Überarbeitung des Rundschreibens auf der Basis neuerer Untersuchungen erforderlich machen:

- Der Tunnelbau konnte in den letzten 15 Jahren umfangreiche technische Entwicklungen verzeichnen. Es ist zu erwarten, daß in Zukunft maschinelle Vortriebsverfahren vermehrt eingesetzt werden. Diese gehen bei gleichzeitiger Beschränkung auf einige wenige Tunnelquerschnitte einher mit einem veränderten Preisgefüge.

- In der Folge der erstmaligen Einführung der „Richtlinien für die Ausstattung und den Betrieb von Straßentunneln“ (RABT) im Jahre 1985 konnten durch die Inbetriebnahme zahlreicher neuer Tunnel vielfältige Erfahrungen gesammelt werden. Diese Erfahrungen sowie das Bestreben angesichts knapper werdender Haushaltsmittel auch die Einsparpotentiale in diesem Bereich zu nutzen, veranlaßten eine Überarbeitung der Richtlinien. In der Neufassung der RABT von 1994 werden viele Elemente der Ausstattung und des Betriebes von Tunneln neu geregelt, die durch die ursprünglichen Kostenanalysen nicht mehr abgedeckt werden.
- Durch die Neufassung der „Richtlinien für die Anlage von Straßen, Teil: Querschnitte“ (RAS-Q) von 1996 sind einige Straßenquerschnitte für die freie Strecke gegenüber der vorherigen Ausgabe deutlich verändert worden. Weil dadurch die bisherige Kohärenz zwischen den Tunnelquerschnitten des ARS 16/85 und den Straßenquerschnitten nach RAS-Q nicht mehr gegeben ist, hat das Bundesministerium für Verkehr das ARS 16/85 mit der Einführung der RAS-Q 1996 aufgehoben (ARS 28/96).
- In der dem ARS 16/85 vorausgegangenen Untersuchung waren auf der Seite der Straßennutzer alle maßgeblichen Kosten (Kfz-Betriebskosten, Zeitkosten und Unfallkosten) berücksichtigt worden. Auf der Seite der Tunnelbetreiber wurden jedoch lediglich die reinen Baukosten angesetzt. Während des Betriebes auftretende Kosten beispielsweise für Unterhaltung und Wartung waren nicht Bestandteil der zugrunde liegenden Untersuchung (STUVA, 1981).
- Auf deutschen Straßen ist ein genereller Trend zu ständig steigenden Verkehrsbelastungen zu verzeichnen. Gleichzeitig ändert sich die Verkehrszusammensetzung in Richtung größerer Lkw-Anteile. Als Folge werden immer häufiger 3 Richtungsfahrbahnen auch im Tunnel erforderlich. Im ARS 16/85 waren 3-streifige Tunnelquerschnitte jedoch nicht enthalten.
- Mit wachsender Verkehrsbelastung und hoher Auslastung des Querschnitts wirken sich Abweichungen vom normalen Betrieb des Tunnels - meist verbunden mit einer Reduzierung der Kapazität - besonders negativ auf den Verkehrsfluß aus. Diese können sowohl durch planmäßige Arbeitsstellen als auch durch unplanmäßige Störfälle wie Fahrzeugpannen oder Unfälle ausgelöst werden. Daher ist dem Verkehrsablauf bei Störfällen neben dem Verkehrsablauf bei Normalbetrieb ein besonderes Gewicht beizumessen.
- Nicht zuletzt lagen bisher unzureichende Erkenntnisse über die Kapazitäten und die Qualität des Verkehrsablaufs in Tunneln vor, da nur wenige Untersuchungen über den Verkehrsablauf und die Verkehrssicherheit in deutschen Straßentunnel durchgeführt wurden.

1.3 Gliederung

Im Rahmen dieser Arbeit sind mit dem Ziel einer umfassenden volkswirtschaftlichen Bewertung der Tunnelquerschnitte verkehrstechnische Untersuchungen verschiedenster Art durchzuführen. Zu diesem Zweck wurde der nachfolgende Arbeitsplan entwickelt:

- Bestandsaufnahme der aktuellen Literatur zu so verschiedenen Aspekten wie den Besonderheiten von Straßentunneln, dem Verkehrsablauf bei normalem Betrieb sowie bei plan- und unplanmäßigen Störfällen, der Verkehrssicherheit, der Wirtschaftlichkeit und der Bewertungsverfahren.
- Aufbau einer Tunneldatenbank, die für alle im Betrieb befindlichen Straßentunnel Deutschlands die wichtigsten Daten allgemeiner Art zur Trassierung, zum Querschnitt, zur Ausstattung, zu den Kosten sowie die Anschriften der Betreiber und der für die Unfallaufnahme zuständigen Behörden enthält.
- Zusammenfassung der zahlreichen in der Praxis realisierten Tunnelquerschnitte zu wenigen Standardtypen in Anlehnung an die RAS-Q 96.
- Analyse des Verkehrsablaufs in Straßentunneln für den normalen Betriebszustand durch die folgenden Arbeitsschritte:
 - Entwicklung eines Meßkonzeptes für die Durchführung eigener Messungen und Auswahl geeigneter Meßstellen mit Hilfe der Datenbank,
 - Durchführung von Reisegeschwindigkeitsmessungen und Aufbereitung des Datenmaterials sowie Beschaffung von Verkehrsdaten von automatischen Zähleinrichtungen (Induktionsschleifen) über die Tunnelbetreiber,
 - Aufbereitung aller Verkehrsdaten von Straßentunneln und Visualisierung mit Hilfe von q-v-Diagrammen,
 - Auswertung der Verkehrsdaten und Entwicklung typischer q-v-Diagramme für verschiedene Tunnelquerschnitte in Abhängigkeit maßgebender Einflußparameter und unter der Berücksichtigung der Erfahrungen von freien Strecken.
- Analyse des Verkehrsablaufs in Straßentunneln bei planmäßigen und unplanmäßigen Störfällen für die zu bewertenden Tunnelquerschnitte durch folgende Arbeitsschritte:
 - Auswertung der Literatur und Erhebung von Daten zur Häufigkeit, Dauer und Abmessung der infolge von Störfällen nicht zur Verfügung stehenden Querschnittsfläche. Dabei sind Arbeitsstellen, Unfälle, Brände und Fahrzeugpannen zu berücksichtigen.
 - Entwicklung eines Verfahrens, mit dessen Hilfe die durch Störfälle verursachten veränderten Verkehrszustände bzw. Staus quantifiziert werden können.

- Untersuchung der Verkehrssicherheit von Straßentunneln durch folgende Arbeitsschritte:
 - Beschaffung der Unfalldaten von den zuständigen Polizeidienststellen bzw. zentralen Datenbanken.
 - Auswertung der Unfalldaten in Abhängigkeit vom Querschnitt und anderen Entwurfs- bzw. Betriebselementen mit dem Ziel der Ermittlung typischer Unfall- und Unfallkostenraten.
- Darstellung der Baulasträgerkosten von Straßentunneln anhand der Ergebnisse der Untersuchung durch die „Studiengesellschaft für unterirdische Verkehrsanlagen e.V.“ (STUVA). Berücksichtigt werden die Rohbaukosten und die Kosten der Beleuchtung sowie der Lüftung für mehrstreifige Tunnelquerschnitte im Zuge von Richtungsfahrbahnen.
- Entwicklung eines praxisnahen Bewertungsverfahrens zur Auswahl eines geeigneten Tunnelquerschnitts durch folgende Arbeitsschritte
 - Wahl eines geeigneten Bewertungsverfahrens (Kosten-Nutzen-Analyse).
 - Berechnung der beim Tunnelbetreiber anfallenden jährlichen Kostensätze aus den Kosten für den Bau und den Betrieb der Tunnel.
 - Berechnung der Straßennutzerkosten in Form von Kfz-Betriebskosten, Zeitkosten und Unfallkosten anhand der ermittelten verkehrstechnischen Daten.
 - Zusammenstellung aller Kosten sowohl für die Betreiber als auch die Straßennutzer bezogen auf die festgelegten Standardquerschnitte in Abhängigkeit vom Querschnitt und von trassierungstechnischen, verkehrstechnischen, baulichen und betrieblichen Parametern.
 - Entwicklung des eigentlichen Bewertungsverfahrens.
 - Umsetzung des entwickelten Verfahrens in eine richtliniengerechte Form, die eine direkte Übernahme in das technische Regelwerk ermöglicht.
- Erstellung des Schlußberichtes.

2. UNTERSUCHUNGSGRUNDLAGEN

2.1 Definition „Tunnel“

Im Rahmen des Straßenbaus gehören Tunnel neben Brücken zu den kostspieligsten Ingenieurbauwerken. Sie werden daher als Sonderlösungen eingesetzt, wenn aus Gründen der Topographie, der Flächennutzung oder des Umweltschutzes eine Trassierung als freie Strecke oder mit Hilfe einer Brücke nicht möglich ist oder nicht gewünscht wird. Entsprechend dem Einsatzzweck eines Tunnels unterscheidet man folgende Arten:

- Durchfahrung von Höhenrücken,
- Unterquerung von Gewässern,
- Unterquerung von anderen Verkehrswegen oder Bebauung,
- Umweltschutztunnel.

Diese Form der Unterscheidung ist vor allem für den Tunnelbau von Bedeutung, da je nach Einsatzzweck typischerweise andere Bauweisen anzuwenden sind oder auch anderes Gelände ansteht. Der Tunnelbenutzer wird den Unterschied in der Regel kaum feststellen. Lediglich die Tunnel zur Unterquerung von Wasserstraßen stellen insofern eine Ausnahme dar, als daß sie mitunter zur Überwindung großer Höhenunterschiede bei gleichzeitiger Vermeidung großer Tunnellängen starke Längsneigungen aufweisen können.

Um die durch den Tunnel verursachten bzw. vermiedenen Straßennutzerkosten volkswirtschaftlich ermitteln zu können, ist es zunächst erforderlich, den Tunnel aus der Perspektive der Fahrer zu betrachten. Dabei stellt sich insbesondere die Frage, inwiefern sich ein Tunnel für den Straßennutzer von der freien Strecke aber auch von der Unterquerung einer Straßenbrücke unterscheidet. In diesem Sinne ist es erforderlich, als Grundlage für die nachfolgenden Untersuchungen eine klare Abgrenzung der Begriffe *freie Strecke*, *Unterführung* und *Tunnel* aus der Perspektive des Straßennutzers vorzunehmen. Die für diesen Untersuchungszweck zu treffende Festlegung muß daher nicht notwendig mit den Definitionen der Begriffe *Straßentunnel*, *tunnelartiges Bauwerk* und *Trogstrecke* in der „Anweisung Straßeninformationsbank (ASB), Teilsystem Bauwerksdaten“ (1997) übereinstimmen. Dort heißt es:

„Straßentunnel sind dem Straßenverkehr dienende Bauwerke, die unterhalb der Erd- oder Wasseroberfläche liegen und in geschlossener Bauweise hergestellt werden. Straßentunnel, die in offener Bauweise hergestellt werden, gelten ab einer Länge von 80 m als Tunnel.“

Im Hinblick auf die Ziele dieser Untersuchung ist eine sehr enge Definition des Begriffes *Tunnel* eher wünschenswert als eine zu umfassende, die sich am allgemeinen Sprachgebrauch orientiert. Eine solche, strenge Definition ist vor allem für die Klärung einer der grundlegenden Fragen dieser Arbeit wichtig: Unterscheidet sich das Fahrverhalten in einem Straßentunnel

prinzipiell vom Fahrverhalten auf der freien Strecke? Derartige Unterschiede wären besonders dann für die Dimensionierung eines Tunnels von Interesse, wenn sich bei makroskopischer Betrachtungsweise ein veränderter Verkehrsfluß mit einer veränderten Kapazität einstellt. Auch ein verändertes Unfallgeschehen könnte aus einem anderen Fahrverhalten resultieren.

Für die nachfolgenden Untersuchungen zum Verkehrsablauf und zur Verkehrssicherheit wird in Ergänzung zur o.g. Definition folgende Abgrenzung des Begriffes *Tunnel* eingeführt:

Ein *Tunnel* ist im Gegensatz zu einer *Unterführung* dadurch gekennzeichnet, daß während der hellen Tagesstunden nicht bereits bei der Einfahrt in den Tunnel der helle Lichteinfall an der Tunnelausfahrt das Sichtfeld des Fahrzeugführers bestimmt.

Diese Definition bedeutet, daß sehr kurze Tunnelbauwerke, durch die man praktisch hindurchsehen kann, in dieser Untersuchung nicht berücksichtigt werden. Eine Anpassung der Augen an die Dunkelheit findet bei sehr kurzen Durchfahrten gar nicht erst statt. Die veränderten Beleuchtungsverhältnisse werden somit zum wesentlichen Charakteristikum eines Tunnels, deren Auswirkungen man durch ein ausgeklügeltes, abgestuftes System künstlicher Beleuchtung zu reduzieren versucht („Dark hole-Effekt“).

Aus dieser Definition läßt sich jedoch nicht unmittelbar die erforderliche Mindestlänge für einen Tunnel ableiten. Vielmehr ist in jedem Einzelfall zu prüfen, wie sich die Länge, die Trassierung und der Querschnitt auf die Lichtverhältnisse im Tunnel bzw. in der Unterführung auswirken. Als erste Eingrenzung wird für die weiteren Untersuchungen ein unterer Grenzwert von 200 m als Mindestlänge angenommen.

2.2 Aufbau einer Tunneldatenbank

In Relation zum gesamten Bundesfernstraßennetz mit einer Länge von 52.919 km (Stand 1.1.1996) ist der Anteil der Tunnelstrecken mit rd. 80 km vergleichsweise gering. Auch im Vergleich zu den Brücken mit einer Gesamtlänge von rd. 1275 km erscheinen die Tunnelstrecken von untergeordneter Bedeutung (vgl. Elsner, 1997). Durch diese Gegenüberstellung wird deutlich, daß die für die Erhebung empirischer Daten zur Verfügung stehenden Streckenabschnitte im Gegensatz zu einer allgemeinen Querschnittsbetrachtung außerordentlich begrenzt sind. Aus diesem Grund erscheint es zweckmäßig, als Grundlage für alle späteren Untersuchungen zunächst eine Tunneldatenbank aufzubauen. Diese soll - soweit entsprechende Daten beschafft werden können - alle Angaben zu den einzelnen Tunneln enthalten, die in den nachfolgenden Arbeitsschritten benötigt werden:

- Name,
- Ort,
- Straße,
- Lage,

- Bundesland,
- Baulastträger,
- Verkehrsart,
- Anzahl der Fahr-/Standstreifen,
- Anzahl und Längen der Tunnelröhren,
- Verkehrsbelastung (DTV, MSV, Lkw-Anteil),
- Geschwindigkeitsbeschränkung,
- Einrichtungen zur Verkehrserfassung (Doppel-Induktionsschleifen),
- Linienführung,
- Querschnitt,
- Betreiberdaten,
- Polizeidaten.

Die Zusammenstellung der benötigten Daten zu den einzelnen Tunneln erfolgte anhand unterschiedlicher Literaturquellen und - falls erforderlich - durch die direkte Befragung der Tunnelbetreiber. Als Grundlage für die Datensammlung diente die von der Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV) herausgegebene „Dokumentation von Straßentunneln“ (Ausgabe 1988). Da jedoch speziell in den letzten Jahren in größerem Umfang neue Tunnel in Betrieb gegangen sind, mußten zusätzliche Quellen erschlossen werden. Hilfreich war in diesem Zusammenhang die Arbeit der STUVA „Dokumentation von Bauwerksdaten der Trog- und Tunnelbauwerke im Zuge von Bundesfernstraßen“ (1992/1994). Die zwischenzeitlich erschienene Ausgabe 1996 der „Dokumentation von Straßentunneln in Deutschland“ der FGSV stand bei der Erstellung der Datenbank noch nicht zur Verfügung.

Bei der Aufnahme der Tunnel in die Datenbank wurde zunächst nicht nach dem Baulastträger oder der Straßenklasse unterschieden. Obwohl das zu überarbeitende ARS 16/85 sich in erster Linie auf die Straßentunnel in der Baulast des Bundes d.h. im Zuge von Bundesfern- und unter Bundeswasserstraßen bezieht, können die gestellten Anforderungen durchaus bei anderen Baulastträgern oder Straßenklassen Anwendung finden. Insofern sind hier auch geeignete Straßentunnel im Zuge von Gemeinde-, Landes- oder Kreisstraßen in die Untersuchung mit aufgenommen worden.

Als erste Annäherung und in Anlehnung an die in Absatz 2.1 eingeführte Definition des Begriffes *Tunnel* werden nur solche Tunnel in die Datenbank aufgenommen, die eine Länge von mehr als 200 m aufweisen. Dabei wird davon ausgegangen, daß bei den meisten der kürzeren Tunnel die Tunnelausfahrt bereits bei der Einfahrt deutlich erkennbar ist. Darüber hinaus dauert die Durchfahrt durch einen solchen Tunnel selbst bei niedrigen Geschwindigkeiten nur wenige Sekunden, so daß von einer Gewöhnung des menschlichen Auges an das dunklere Umfeld nicht ausgegangen werden kann. Die Festlegung einer Mindestlänge von 200 m dient dabei einer Vorauswahl geeigneter Tunnelstrecken. Sie bedeutet jedoch nicht, daß alle Strecken mit einer Länge von mehr als 200 m automatisch Bestandteil der Untersuchung sind. Statt dessen werden

im Verlauf der Arbeit aus dieser Tunneldatenbank zu jedem Untersuchungsaspekt geeignete und möglichst lange Tunnel ausgewählt.

2.3 Regelquerschnitte im Tunnel

In den im Laufe der Jahre in Deutschland gebauten Straßentunneln ist eine Vielzahl unterschiedlichster Tunnelquerschnitte zur Anwendung gekommen. Im Sinne einer Vereinfachung der Arbeitsabläufe für zukünftige Projekte ist es jedoch sinnvoll, eine Beschränkung der Querschnittsvarianten auf einige wenige Standardtypen vorzunehmen. Diese Standardisierung kann vor allem im Bereich des Maschinenvortriebs zu einer Senkung der Baukosten führen.

In ausführlicher Abstimmung mit dem Bundesministerium für Verkehr wurden mögliche Tunnelquerschnitte für zukünftige Bauprojekte entwickelt. Diese Festlegung orientiert sich an den Vorgaben und Bezeichnungsweisen des ARS 16/85 und den RAS-Q 1996. Die vereinbarten, zukünftigen Tunnelquerschnitte sind in Abb. 2-1 und Abb. 2-2 dargestellt.

Die Regelfahrstreifenbreite in Tunneln im Zuge von Bundesfernstraßen liegt bei 3,50 m. Nur in einem Sonderfall ist die früher eingesetzte Fahrstreifenbreite von 3,75 m noch vorgesehen.

Die beiden Regellösungen für 2-streifige Richtungsfahrbahnen, die Querschnitte 26 *T* und 26 *t*, bleiben gegenüber dem ARS 16/85 unverändert. Dabei steht die Bezeichnung „*T*“ im Richtungsverkehr für die erst bei hohen Verkehrsstärken anzuwendende, mit einem Standstreifen ausgestattete Regellösung. Der Zusatz „*t*“ bezeichnet einen Querschnitt ohne Standstreifen. Der neue Querschnitt 29,5 *T* entsteht durch die Anpassung des 29 *T* an den RQ 29,5 der RAS-Q 1996. Er ist der einzige Querschnitt mit einer Fahrstreifenbreite von 3,75 m. Er sollte als Sonderlösung nur gewählt werden, wenn im Fall einer Baustelle, eine Verkehrsführung vom Typ 4+0 ermöglicht werden muß und bei niedrigen Baukosten.

Der im ARS 16/85 noch als Regelquerschnitt vorgesehene Querschnitt 26 *Tr* wird in seiner Bedeutung zurückgestuft. Sein Einsatz sollte sich auf solche Ausnahmefälle beschränken, in denen sich die Baukosten bei maschinelltem Vortrieb für längere Tunnel gegenüber dem Querschnitt 26 *t* einschließlich aller erforderlichen Pannenbuchten reduzieren lassen. Dahinter verbirgt sich folgender Grundgedanke: Im Einzelfall kann es kostengünstiger sein, anstelle eines schmalen Querschnitts mit Aufweitungen für die Pannenbuchten direkt einen größeren Querschnitt zu wählen. Der 26 *Tr* ist somit kein vollwertiger, universell einsetzbarer Querschnitt.

freie Strecke	Bezeichnung	Maße in cm
RQ 35,5 RQ 33	33 T	
RQ 35,5 RQ 33	33 t	
RQ 29,5	29,5 T	
RQ 29,5 RQ 26	26 T	
RQ 29,5 RQ 26	26 t	
	26 Tr	

Abb. 2-1: Tunnelquerschnitte für 2-bahnige Straßen

Tunnelquerschnitte für 3-streifige Richtungsfahrbahnen sind im Rahmen der dargestellten Festlegung erstmalig aufgeführt. Sie ergeben sich durch die Erweiterung der Querschnitte 26 T und 26 t um einen Fahrstreifen von 3,50 m. In Analogie zum RQ 33 der freien Strecke entsprechend der RAS-Q 1996 tragen sie die Bezeichnungen 33 T und 33 t.

freie Strecke	Bezeichnung		Maße in cm
RQ 15,5 RQ 10,5	10,5 T		Regellösung
RQ 9,5	10,0 T		Regellösung

Abb. 2-2: Tunnelquerschnitte für 1-bahnige Straßen

Für die 1-bahnigen Querschnitte RQ 15,5 und RQ 10,5 der RAS-Q 1996 wird nur noch ein Regelquerschnitt vorgesehen. Er entspricht dem alten Querschnitt *12 t*, wird jedoch in Analogie zum RQ 10,5 als *10,5 T* bezeichnet. Der bisherige größere Querschnitt *12 T* entfällt ersatzlos. Der nächstkleinere Querschnitt (RQ 9,5) verfügt bereits über Fahrstreifenbreiten von nur 3,00 m. Da diese Fahrbahnbreite für einen Tunnel als sehr schmal beurteilt wird, sollte der Tunnelquerschnitt *10,0 T* mit Fahrstreifenbreiten von 3,25 m eingesetzt werden.

Ein Teil der in Deutschland in Betrieb befindlichen Tunnel weist Querschnitte auf, die weder im ARS 16/85 noch in den hier getroffenen Festlegungen wiederzufinden sind. Dabei variieren die Fahrstreifenbreiten zwischen 3 und 4 m, die Randstreifenbreiten zwischen 0 und 1 m und die Standstreifenbreiten zwischen 2 m und 3,75 m. Alle möglichen Kombinationen dieser Elemente sind denkbar. In einzelnen Fällen haben Bestandteile des Straßenquerschnitts Abmessungen, die nicht in das übliche Breitenraster mit Schritten von 0,25 m passen. Ein Querschnitt vom Typ 26 *Tr* wurde in Deutschland bisher nicht realisiert.

Eine Zuordnung der vorhandenen Tunnelquerschnitte zu den für zukünftige Projekte maßgebenden ist daher nicht in allen Fällen möglich. Die wichtigsten Kriterien für die Einordnung dieser Querschnitte sind das Vorhandensein eines Standstreifens und die Breite der Fahrbahn.

Als **Fazit** der hier dargestellten Definition von Regelquerschnitten für Straßentunnel kann festgestellt werden, daß die Berücksichtigung 1-bahniger Querschnitte im Rahmen des zu entwickelnden Bewertungsverfahrens nicht erforderlich ist, da jeweils nur ein möglicher Querschnitt zur Verfügung steht. Dennoch wurden im Rahmen der Untersuchung des Verkehrsablaufs (bei Normalbetrieb) und der Verkehrssicherheit auch 1-bahnige Tunnelquerschnitte betrachtet. Die eigentliche Bewertung wird sich jedoch auf mehrstreifige Tunnelquerschnitte im Richtungsverkehr beschränken. Dabei geht es insbesondere um den Vergleich von Querschnitten mit und ohne Standstreifen.

3. VERKEHRSABLAUF BEI NORMALBETRIEB

Für die Verkehrsteilnehmer bedeutet die Fahrt durch einen Tunnel eine nicht unerhebliche Veränderung ihres Umfeldes. Zum einen erfordern die veränderten Lichtverhältnisse eine Adaption des menschlichen Auges. Zum anderen führt das geschlossene Tunnelbauwerk zu einer anderen Raumwirkung als die freie Fläche. Beide Aspekte bewirken besonders während der Tagesstunden eine gegenüber der freien Strecke reduzierte Sichtweite der Verkehrsteilnehmer. Daher wird die zulässige Höchstgeschwindigkeit im Tunnel so beschränkt, daß ein sicheres Durchfahren des Tunnels möglich ist. Dies bedeutet, daß der Fahrbahnverlauf, der Fahrbahnrand und plötzlich auftauchende Hindernisse klar und rechtzeitig erkennbar sein müssen.

Angesichts dieser Besonderheiten scheint es erforderlich, den Verkehrsablauf näher zu untersuchen. Dabei gilt es festzustellen, ob sich der Verkehrsfluß im Tunnel signifikant vom Verkehrsfluß vergleichbarer freier Strecken unterscheidet.

Im Gegensatz zum nachfolgenden Kapitel 4 wird in diesem Absatz zunächst der ungestörte Verkehrsfluß im Tunnel untersucht. Die Auswirkung einzelner Ereignisse, die eine plötzliche Änderung der Verkehrszustandes bewirken, werden hier vorerst nicht berücksichtigt.

3.1 Theoretische Grundlagen

Zur Beschreibung eines Verkehrsstroms sind geeignete Parameter erforderlich, die prinzipiell durch zwei Betrachtungsweisen ermittelt werden können (vgl. Brilon, 1997). Bei der lokalen Beobachtung befindet sich der Betrachter an einem festen Querschnitt. Dort ermittelt er die Anzahl der Fahrzeuge je Zeitintervall, die *Verkehrsstärke* q , und die *mittlere lokale Geschwindigkeit* v_{lok} . Dagegen beobachtet der momentane Betrachter einen festen Streckenabschnitt. Aus der Anzahl der Fahrzeuge in diesem Streckenabschnitt zu einem bestimmten Zeitpunkt resultiert die *Verkehrsdichte* k . Die mittlere Geschwindigkeit aller dieser Fahrzeuge bezeichnet man als *mittlere momentane Geschwindigkeit* v_{mom} . Wenn sich die lokal beobachteten Kenngrößen entlang der Strecke nicht ändern und sich die momentan beobachteten Kenngrößen über die Zeit nicht ändern, spricht man von einem über Weg und Zeit *stationären* Verkehrsstrom.

Unter der Voraussetzung von Stationarität läßt sich der Zusammenhang zwischen lokal und momentan ermittelten Parametern mit Hilfe der Zustandsgleichung beschreiben:

$$q = k \cdot v_{mom} \quad (3-1)$$

Die graphische Darstellung des Zusammenhangs zwischen der Verkehrsdichte und der Verkehrsstärke bezeichnet man als *Fundamentaldiagramm*.

In der Praxis führt man lokale Beobachtungen durch, da diese leichter zu realisieren sind. Daher ist es erforderlich, lokale Kenngrößen wie z. B. v_{lok} in momentane wie z. B. v_{mom} zu überführen. Mit Hilfe der Zustandsgleichung läßt sich herleiten, daß die mittlere momentane Geschwindigkeit v_{mom} als harmonischer Mittelwert der lokal ermittelten Einzelgeschwindigkeiten geschätzt werden kann. Dagegen ergibt sich der Schätzwert für die mittlere lokale Geschwindigkeit v_{lok} als arithmetisches Mittel der lokal ermittelten Einzelgeschwindigkeiten.

Für praktische Belange werden vielfach weder die lokale noch die momentane Geschwindigkeit benötigt, sondern die mittlere *Reisegeschwindigkeit* v_r über einen längeren Streckenabschnitt. Unter der Annahme von Stationarität über Weg und Zeit ist die mittlere momentane Geschwindigkeit v_{mom} der zutreffende Schätzwert für die mittlere Reisegeschwindigkeit v_r . Mit Hilfe dieser Annahmen und der dargestellten Umrechnungen können aus den empirischen Daten einer lokalen Beobachtung alle erforderlichen Kenngrößen des Verkehrsflusses geschätzt werden.

Je Beobachtungsintervall werden die Parameter q und v_{mom} direkt ermittelt und daraus mit Hilfe der Zustandsgleichung auch k . Diese empirischen Daten werden mit Hilfe geeigneter statistischer Verfahren mit dem Ziel untersucht, quantitative Zusammenhänge zu erfassen. Ein auf diese Weise ermittelter Zusammenhang wird als *Verkehrsflußmodell* bezeichnet. Dabei liegt die besondere Bedeutung solcher Modelle in der Möglichkeit, Zusammenhänge, die an einer bestimmten Strecke und für bestimmte Bedingungen ermittelt wurden, auf andere Anwendungsfälle übertragen zu können.

Die grundlegenden Zusammenhänge zwischen den Kenngrößen q , v_{mom} und k sind in Abb. 3-1 schematisch dargestellt. Gleichzeitig verdeutlicht die Abbildung einige weitere für die Praxis bedeutsame Parameter.

Wenn nur sehr wenige Fahrzeuge die Strecke befahren ($k \rightarrow 0$), können diese ihre Geschwindigkeit v_0 frei wählen. Man spricht auch von *freiem Verkehr*. Mit zunehmendem Verkehr wächst der Grad der gegenseitigen Beeinflussung und die mittlere Geschwindigkeit nimmt ab. Dabei ist die Verkehrsstärke jedoch nur bis zu einem bestimmten Wert, der *maximalen Verkehrsstärke* q_{max} oder *Kapazität* C steigerbar. Jenseits der Kapazität wird der Verkehr als gebunden bezeichnet. In diesem Bereich wächst die Verkehrsdichte bis zu ihrem Maximalwert k_{max} bei völligem Stillstand im Stau.

Für die Dimensionierung von Streckenabschnitten definiert man sinnvollerweise *zulässige Verkehrsstärken*, die unterhalb der Kapazität liegen. Nur so kann gewährleistet werden, daß der Verkehrsablauf in der gewünschten Qualität möglich ist. In Deutschland verwendet man vielfach die mittlere Reisegeschwindigkeit der Pkw als Qualitätskriterium (RAS-Q 96), aber auch andere Kriterien wie z. B. Zeitverluste oder die Kolonnenbildung sind denkbar.

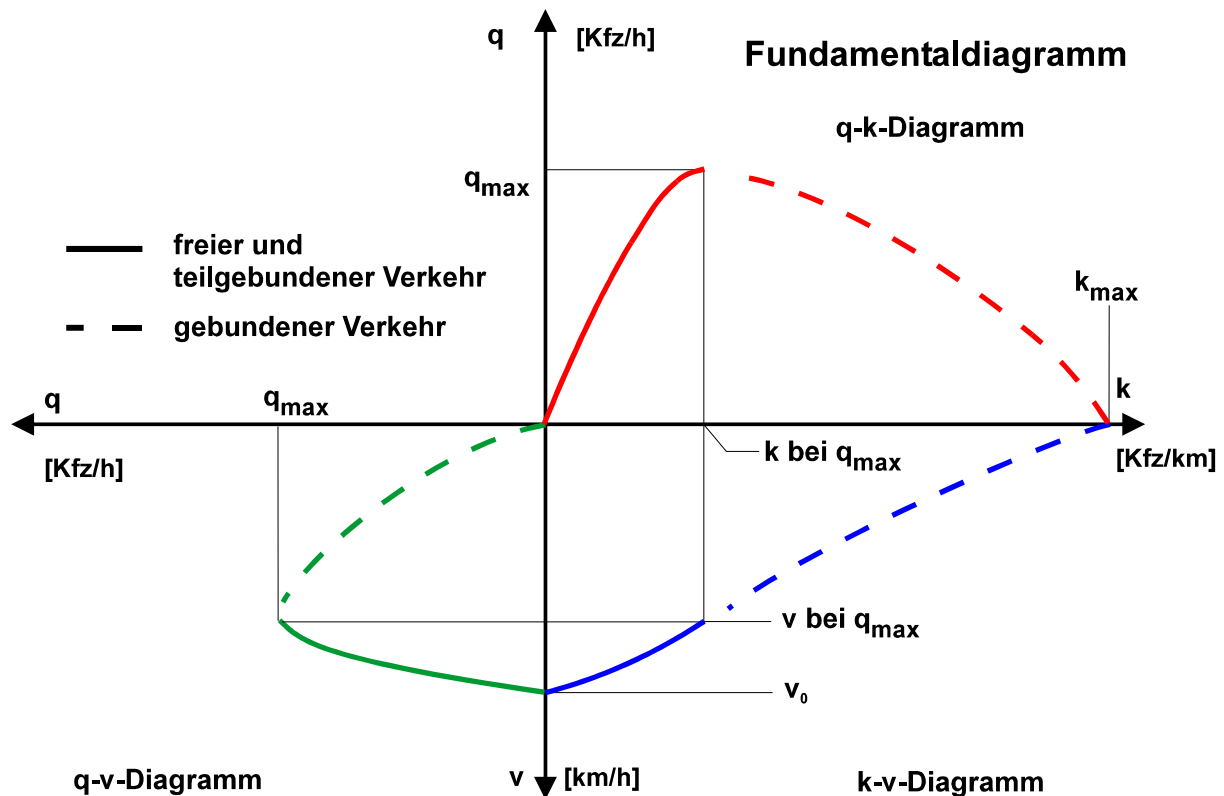


Abb. 3-1: Grundlegende Zusammenhänge zwischen den Kenngrößen des Verkehrs (Verkehrsstärke q [Kfz/h], Verkehrsdichte k [Kfz/km] und Geschwindigkeit v [km/h])

Entgegen den früher üblichen Ansätzen stetiger Verkehrsflußmodelle gehen heute Experten davon aus, daß sich das Fundamentaldiagramm in zwei unabhängige Bereiche unterteilt (vgl. verschiedene Arbeiten von Banks, Hall und Hurdle):

- den Bereich des freien und teilgebundenen Verkehrs und
- den Bereich des gebundenen Verkehrs.

Empirische Datenpunkte, die zwischen die beiden Bereiche fallen, entstehen erst bei der Aggregation der Meßdaten in bestimmten Zeitintervallen. Durch die Mittelwertbildung von Geschwindigkeiten aus beiden Bereichen entstehen dann Datenpunkte, deren Verkehrszustand nie real existiert hat.

Die Kapazität ist für jeden Bereich getrennt zu ermitteln und wird als *Kapazität im freien Verkehr* bzw. *Kapazität im Stau* bezeichnet. Vielfach ist die Kapazität im Stau niedriger als bei freiem Verkehr. Man spricht dann von einem *Kapazitätssprung* (*Capacity drop*).

Untersuchungen des Verkehrsablaufs werden wesentlich durch die Wahl des Bezugsintervalls bestimmt (Keller und Sachse, 1992). Werden die Verkehrsstärke und die Geschwindigkeiten über sehr kurze Intervalle gemittelt, besteht die Gefahr der Überbewertung nicht signifikanter Schwankungen. Wählt man andererseits sehr große Intervalle von etwa 60 Minuten, können Durchschnittswerte aus unterschiedlichen Verkehrszuständen berechnet werden. Der durch die Durchschnittswerte repräsentierte Zustand hat aber nie bestanden. Besonders kritisch ist diese

Art der Mittelwertbildung beim Übergang von teilgebundenem zum gebundenen Verkehr. Strenggenommen ist die Aggregation der Verkehrsdaten zu größeren Bezugsintervallen nur dann zulässig, wenn durch geeignete Tests (z.B. nach Jacobs, 1979) die Stationarität während des jeweiligen Intervalls nachgewiesen ist. In ihrer Untersuchung verglichen Keller und Sachse Verkehrsdaten aus der stationären Analyse mit unterschiedlichen Bezugsintervallen. Dabei stellten sie fest, daß 5-Minuten-Intervalle die beste Übereinstimmung mit der stationären Betrachtung liefern.

3.2 Literaturübersicht

Ein wichtiger Teilaspekt dieses Forschungsvorhabens ist es, den Verkehrsablauf in Tunneln zu untersuchen und mögliche Unterschiede zur freien Strecke aufzuzeigen. Aus methodischen Gründen und um diese Unterschiede zu erarbeiten, ist es sinnvoll, auch Arbeiten allgemeinerer Natur zum Verkehrsablauf auf verschiedenen Straßenarten heranzuziehen. Da jedoch in Straßentunneln generell Geschwindigkeitsbegrenzungen angeordnet sind, werden nachfolgend Arbeiten aufgelistet, die Tempolimits berücksichtigen.

3.2.1 Verkehrsablauf in Tunneln

Untersuchungen zum Verkehrsablauf, die sich ausschließlich mit Straßentunneln beschäftigen, sind selten. Einzelne Autoren nähern sich der Materie auch mit Hilfe ganz anderer Ansätze. So untersuchte Baltzer (1984) die Geschwindigkeiten einzelner Fahrzeuge entlang der Tunnelstrecke. Diese stellte er ins Verhältnis zu den vor dem Tunnel gefahrenen Geschwindigkeiten.

Straßentunnel sind und waren wiederholt Thema der internationalen Kongresse der PIARC/AIPCR und deren Ausschüsse. Ein Beispiel ist in Abb. 3-2 dargestellt.

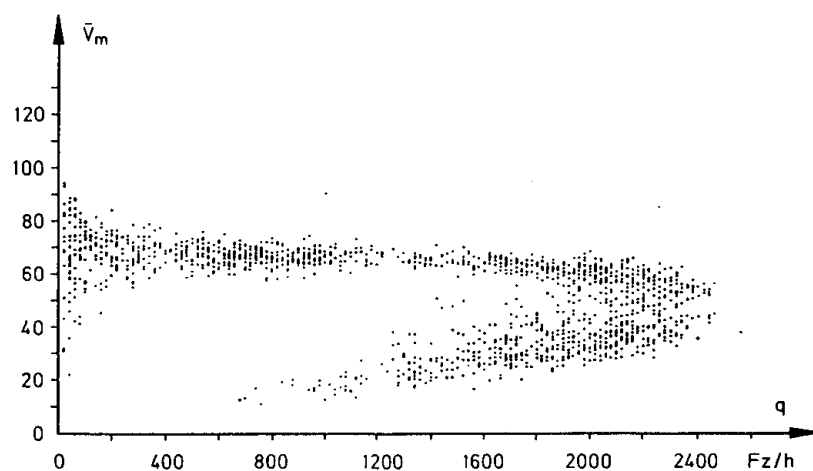


Abb. 3-2: Mittlere momentane Geschwindigkeit in Abhängigkeit von der Verkehrsstärke im Tunnel des Tuileries, Paris (PIARC, 1983)

Andere Autoren untersuchten den Verkehrsablauf in Tunneln, weil sie dort eine Engstelle im Straßennetz vermuten. Eine sehr frühe Untersuchung eines Straßentunnels stammt von May und Keller (1969). Sie erhoben Verkehrsdaten an der Eisenhower-Schnellstraße in Chicago und dem Holland-Tunnel in New York. Beide Datensätze wurden miteinander verglichen. Ihr Hauptanliegen bestand jedoch in der Anpassung und Eichung eines Fahrzeugfolgmodells an diese Daten. In Abb. 3-3 sind ihre Meßdaten und das von ihnen favorisierte Modell dargestellt.

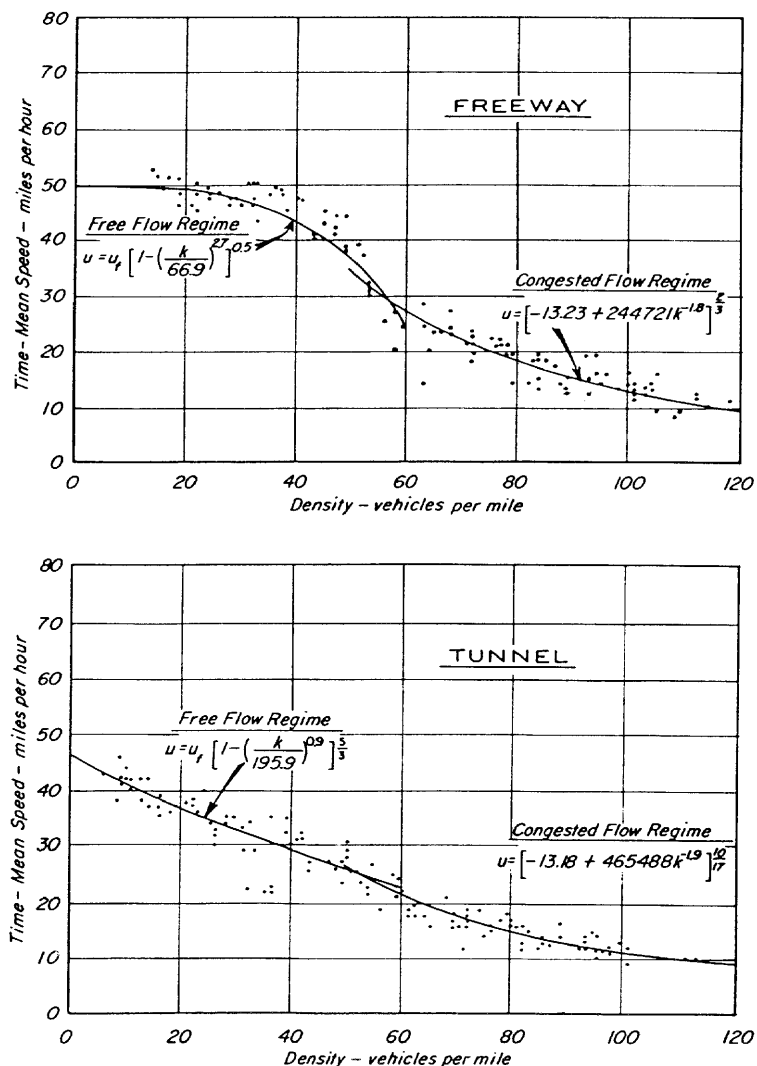


Abb. 3-3: 2-Komponenten-Modell im k-v-Diagramm für einen Freeway und einen Tunnel nach May, Keller (1969)

Jüngere Untersuchungen zum Verkehrsablauf in Straßentunneln stammen aus Japan (Koshi, 1985 und Koshi e.a., 1992), den Niederlanden (Stembord, 1990) und den Vereinigten Staaten (Chin, May, 1991). Chin und May untersuchten die Nordröhre des Caldecott Tunnels im Zuge des California State Highways 24. Dieser Tunnel besitzt ähnlich wie der Elbtunnel drei Röhren. Die Untersuchung galt der 2-streifigen Richtungsfahrbahn in Richtung Westen, unmittelbar hinter dem Tunnel. Aus den Daten der Induktionsschleifen wurde das in Abb. 3-4 dargestellte q-v-Diagramm ermittelt.

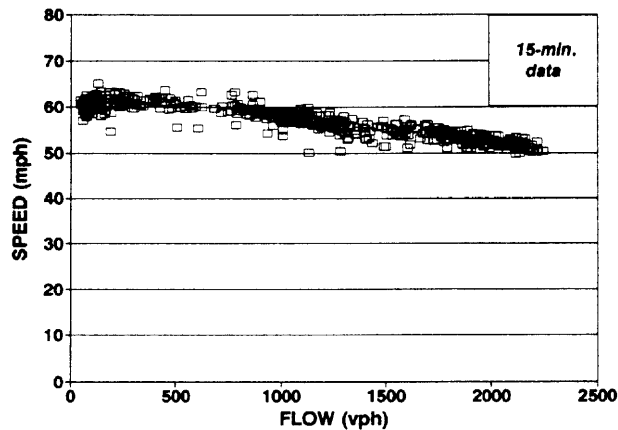


Abb. 3-4: q-v-Diagramm für den Caldecott Tunnel (15-Min.-Intervalle) aus Chin, May (1991)

Wie in den Vereinigten Staaten üblich wird die Verkehrsstärke pro Fahrstreifen angegeben. Man erkennt eine - verglichen mit deutschen Verhältnissen - hohe Kapazität von über 2.000 Fahrzeugen pro Fahrstreifen.

3.2.2 Verkehrsablauf auf Autobahnen

Da in Deutschland kein generelles Tempolimit auf Autobahnen gilt, konzentrieren sich die meisten der vorliegenden Untersuchungen auf Streckenabschnitte ohne Geschwindigkeitsbegrenzung. Die einzige Ausnahme aus jüngerer Zeit ist die Untersuchung von Heidemann und Hotop (1990) zum Geschwindigkeitsverhalten auf Autobahnen. Die Autoren untersuchten die Meßdaten von Dauerzählstellen aus den Jahren 1986 bis 1988 für günstige äußere Bedingungen und Längsneigungen unter 2 %. Die aus dieser Untersuchung resultierenden q-v-Diagramme für Streckenabschnitte mit Tempolimit sind in Abb. 3-5 dargestellt.

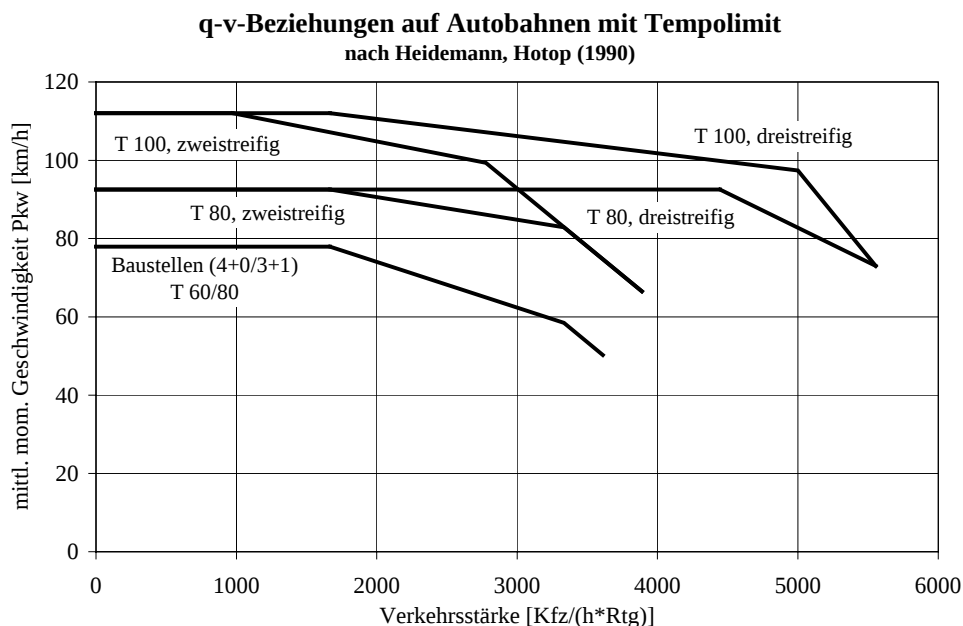


Abb. 3-5: q-v-Diagramme für Autobahnen mit permanenter Geschwindigkeitsbegrenzung nach Heidemann, Hotop (1990)

Das amerikanische Handbuch für die Bemessung von Straßenverkehrsanlagen (HCM, 1997) sieht entsprechend den dort gültigen Geschwindigkeitsbegrenzungen Hilfsmittel für die Dimensionierung dieser Strecken vor. Die darin angegebenen q-v-Beziehungen (Abb. 3-6) gelten für ideale Bedingungen. Die Verkehrsstärke wird jeweils in Pkw-Einheiten pro Fahrstreifen angegeben.

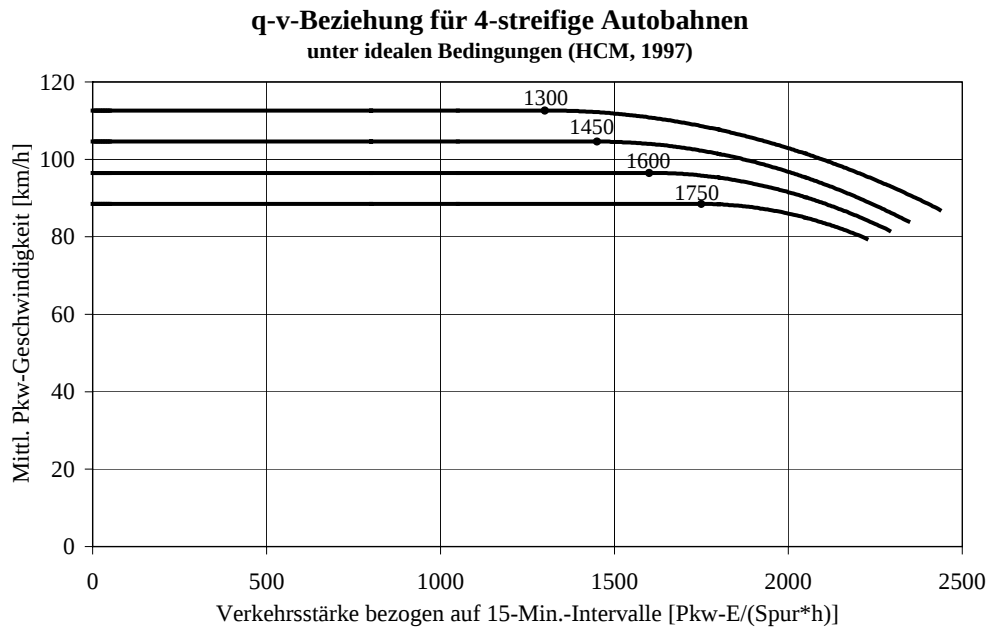


Abb. 3-6: q-v-Beziehung für 4-streifige Autobahnen unter idealen Bedingungen (HCM, 1997)

3.3 Erhebung empirischer Daten

Angeichts der finanziellen Auswirkungen, die mit der Wahl eines Tunnelquerschnitts verbunden sind, ist die Kenntnis empirischer Daten als Grundlage dieser Untersuchung von besonderer Bedeutung. Zur Beschreibung des Verkehrsablaufs und der anschließenden volkswirtschaftlichen Bewertung werden daher aktuelle und repräsentative q-v-Diagramme für alle denkbaren Tunnelquerschnitte benötigt.

Bisher liegen nur sehr wenige Untersuchungen vor, die sich speziell mit dem Verkehrsablauf in Tunneln beschäftigen (vgl. Abs. 3.2.1, S. 24). Umfangreiche Meßserien zur Gewinnung einer breiten Datenbasis sind jedoch aufgrund der geringen Anzahl möglicher Meßstellen/Tunnel in Deutschland gar nicht denkbar. Selbst wenn ein entsprechender organisatorischer und finanzieller Aufwand betrieben würde, wäre es doch nicht möglich, alle denkbaren Kombinationen der relevanten Einflußparameter durch Messungen abzudecken.

Die Erhebung empirischer Daten dient in erster Linie dem stichprobenartigen Vergleich des Verkehrsablaufs im Tunnel mit dem Verkehrsablauf freier Strecken. Anhand dieses Vergleiches soll anschließend durch Analogieschlüsse und mit Hilfe bewährter Modellansätze der Verkehrsablauf im Tunnel beschrieben werden.

3.3.1 Entwicklung eines Meßkonzeptes

Für die Planung von Messungen sind die Entwicklung des Meßkonzeptes und die Auswahl der Meßstellen zwei eng miteinander verbundene Prozesse. So wurde im Rahmen dieser Arbeit zunächst versucht, Meßkonzepte aus vorangegangenen Forschungsarbeiten am Lehrstuhl für Verkehrswesen zu übernehmen. Es zeigte sich jedoch, daß dies für den speziellen Fall der Tunnel nur zum Teil und dann nur in abgewandelter Form möglich war.

In vorangegangenen Forschungsprojekten (vgl. Brilon, Drews, 1996 und Brilon, Weiser, 1997) waren die eigenen Erhebungen nahezu ausschließlich mit Hilfe der Video-Technik abgewickelt worden. Die Anwendung dieses Verfahren im eigentlichen Tunnel ist jedoch wegen des Fehlens geeigneter Kamerastandorte und der veränderten Lichtverhältnisse praktisch nicht möglich. Dieser Umstand wirkt sich auf die beiden prinzipiell denkbaren Erhebungsarten (Erhebung von lokalen und von Reisegeschwindigkeiten) in unterschiedlicher Art und Weise aus.

3.3.1.1 Erhebung von lokalen Geschwindigkeiten (quasi-lokale Messung)

Die quasi-lokale Messung ist die am weitesten verbreitete Form der Datenerhebung in der Verkehrstechnik. Im Fall der Anwendung der Video-Technik wird von einem möglichst hohen Kamerastandort aus ein exakt vermessener Streckenabschnitt aufgenommen. Anschließend kann mit Hilfe einer eingeblendeten hochgenauen Uhr, die zum Durchfahren des vorher vermessenen Streckenabschnitts benötigte Zeit ermittelt werden. Diese Form der Datenerhebung wäre nur im Bereich der Tunnelportale möglich. Da aber nicht davon ausgegangen werden kann, daß das Fahrverhalten vor dem Tunnelportal dem im Tunnel entspricht, ist dieses Verfahren in der vorliegenden Arbeit nicht anwendbar.

Zur Erfassung lokaler Geschwindigkeiten muß daher auf andere gängige Verfahren zurückgegriffen werden. Prinzipiell denkbar sind quasi-lokale Messungen mit Hilfe von beispielsweise Druckschläuchen, Induktionsschleifen, Lichtschranken oder Radar. Vielfach sind Straßentunnel zur Steuerung bestimmter Anlagen bereits mit Induktionsschleifen ausgestattet. Folglich wurde versucht, möglichst viele Daten von solchen Anlagen zu erhalten.

Die Nachteile dieser Form der Datenerhebung liegen in den unterschiedlichen zum Einsatz kommenden Registriergeräten. Vielfach scheiterte die Datenbeschaffung trotz vorhandener Induktionsschleifen daran, daß eine Anpassung der Geräte hinsichtlich der Aufzeichnung von Verkehrsstärken und Geschwindigkeiten in mindestens stündlichen Intervallen nicht möglich war. Wenn Verkehrsdaten in der gewünschten Form erhoben werden konnten, lagen häufig keine Erfahrungswerte über deren Güte vor. Zwar können durch geeignete Plausibilitätskontrollen bestimmte Fehlerquellen wie z.B. Geräteausfall entdeckt werden, mögliche systematische Meßfehler bleiben jedoch unerkannt.

3.3.1.2 Erhebung von Reisegeschwindigkeiten

Im Gegensatz zur quasi-lokalen Messung kann die Erhebung von Reisegeschwindigkeiten auch bei Straßentunneln mit Hilfe der Video-Technik erfolgen. Dabei entspricht die Meßstrecke genau der Tunnelstrecke. Als Meßquerschnitte werden die beiden Tunnelportale gewählt. Die Zuordnung der Fahrzeuge an den beiden Querschnitten erfolgt über die Kennzeichen.

Für den Meßaufbau werden je nach Fahrstreifenzahl 4 bis 6 Kameras benötigt. An den beiden Querschnitten werden diese Kameras so positioniert, daß mit jeder Kamera die Fahrzeuge genau eines Fahrstreifens erfaßt werden. Die Schwierigkeit besteht darin, durch die Wahl eines geeigneten Kamerastandortes die gegenseitige Überdeckung von Fahrzeugen zu vermeiden. Auf freien Strecken wählt man üblicherweise Brücken als Kamerastandorte. Bei der Untersuchung von Straßenquerschnitten sollten daher die Oberkanten der Tunnelportale gewählt werden, soweit diese zugänglich sind.

Durch die Nutzung der beiden Portale für das Aufstellen der Kameras ergab sich jedoch eine unerwartete Schwierigkeit. Bei allen früheren Messungen war die Blickrichtung der Kameras an beiden Querschnitten einheitlich, entweder in oder gegen die Fahrtrichtung. Durch diese Vorgehensweise werden die Fahrzeuge stets von der selben Seite aufgenommen. Probleme durch unterschiedliche¹ oder unleserliche Kennzeichen bei der anschließenden Zuordnung entfallen. Die Länge der Fahrzeuge ist für die Auswertung unerheblich. Für die Messungen an mehrstreifigen Richtungsverkehrstunneln wurde schließlich folgendes Meßkonzept gewählt:

- An der Tunnelausfahrt werden die Kameras auf den Tunnelportalen montiert. Die Blickrichtung geht in Fahrtrichtung.
- An der Tunneleinfahrt wird der rechte Fahrstreifen von der Seite und von hinten aufgenommen, weil vor allem Lastzüge am Triebfahrzeug und am Anhänger unterschiedliche Kennzeichen aufweisen können. Diese Fahrzeuggruppe benutzt in der Regel den rechten Fahrstreifen. Die übrigen Fahrstreifen werden vom Tunnelportal aus gegen die Fahrtrichtung aufgenommen. Für die Auswertung ist in jedem Fall die Hinterkante der Fahrzeuge maßgebend.

Die Auswertung der Videobilder erfolgt rechnergestützt und halbautomatisch. Zu diesem Zweck wurden Auswertungs-Arbeitsplätze für studentische Hilfskräfte eingerichtet. Diese müssen jedes einzelne Fahrzeug auf den Video-Bändern identifizieren, die Fahrzeugart erkennen und dessen Kennzeichen in den Computer eingeben. Die Ein- bzw. Ausfahrzeit am jeweiligen Querschnitt kann durch einen einfachen Tastendruck in den Rechner übertragen werden. Um dies zu ermöglichen, wird die codierte Zeitinformation (Time-code) bereits bei der Messung auf dem Videoband gespeichert. Vor jeder Messung werden alle Time-code-Generatoren mit Hilfe einer

¹ Lastzüge haben meist an der Zugmaschine und am Anhänger unterschiedliche Kennzeichen.

Funkuhr synchronisiert. Bei der Auswertung wird ein entsprechendes Time-code-Lesegerät zwischen Videorecorder und Rechner geschaltet.

Im Fall der Reisegeschwindigkeitsmessung an 2-streifigen Gegenverkehrstunneln konnte auf die aufwendige Eingabe der Kennzeichen verzichtet werden, da Überholungen im Tunnel nicht zulässig sind. Statt dessen wurden der Ein- und der Ausfahrquerschnitt von 2 studentischen Hilfskräften parallel ausgewertet. So konnten alle Fahrzeuge direkt an beiden Querschnitten identifiziert werden. Sie bekamen anstelle der Kennzeichen nur noch laufende Nummern zugewiesen.

Bei allen anderen Reisegeschwindigkeitsmessungen mußten in einer weiteren Auswertungsstufe gleiche Fahrzeuge anhand ihrer Kennzeichen wiedererkannt und einander zugeordnet werden. Diese Aufgabe konnte mit Hilfe eines gängigen Datenbankprogramms durchgeführt werden. In einem ersten Schritt wurden durch eine entsprechende Abfrage alle die Fahrzeuge einander zugeordnet, deren Kennzeichen 100 % identisch waren. Der zweite Schritt bestand aus einer manuellen Überprüfung möglicher übereinstimmender Fahrzeuge bei geringfügigen Abweichungen der Kennzeichen (z.B. Zahlendreher). Die abschließende Weiterverarbeitung und graphische Aufbereitung der Meßergebnisse erfolgte mit einem gebräuchlichen Tabellenkalkulationsprogramm.

3.3.1.3 Abgrenzung von lokalen und Reisegeschwindigkeitsmessungen

Für praktische Anwendungen, beispielsweise die Dimensionierung von Streckenabschnitten, benötigt man mittlere Reisegeschwindigkeiten über längere Streckenabschnitte. Um empirische Daten für derartige Zwecke zu erhalten, sind daher Reisegeschwindigkeitsmessungen das beste Mittel.

Tatsächlich sind Reisegeschwindigkeitsmessungen mit einem deutlich höheren Aufwand verbunden als lokale Messungen. Vielfach werden daher lokale Messungen eingesetzt, die unter der Voraussetzung eines über Zeit und Weg stationären Verkehrsstroms eine Schätzung der Reisegeschwindigkeit ermöglichen (vgl. Abs. 3.1). Stichprobenartige Reisegeschwindigkeitsmessungen dienen dann einer Überprüfung der angenommenen Stationarität.

Dabei ist die Annahme von Stationarität um so weniger realistisch, je länger der betrachtete Streckenabschnitt wird. Für Reisegeschwindigkeitsmessungen wählt man daher üblicherweise Meßstrecken mit Längen zwischen 2 und 4 km. Im vorliegenden Fall wird die Länge der jeweiligen Meßstrecke durch die Tunnellänge vorgegeben. Allerdings gibt es nur sehr wenige derartig lange Tunnel in Deutschland. Als Fazit bleibt festzuhalten, daß Reisegeschwindigkeitsmessungen nur bei Tunneln mit einer Länge von mindestens mehreren hundert Metern sinnvoll sind, andernfalls bieten sie im Vergleich zu lokalen Messungen keine Vorteile.

Für die vorliegende Untersuchung wurde folgende Aufteilung gewählt:

- 5 Reisegeschwindigkeitsmessungen und
- 11 lokale Messungen.

Durch diese Aufteilung wird erreicht, daß eine Vielzahl unterschiedlicher Tunnel mit einem vertretbaren Aufwand untersucht werden konnte. Gleichzeitig wurde angestrebt, die Reisegeschwindigkeitsmessungen möglichst gleichmäßig über die Querschnitte zu verteilen:

- | | |
|--|--------------|
| • 3-streifige Tunnelröhre im Richtungsverkehr: | 1 Messung, |
| • 2-streifige Tunnelröhre im Richtungsverkehr: | 2 Messungen, |
| • 1-streifige Tunnelröhre im Richtungsverkehr: | 1 Messung, |
| • 2-streifige Tunnelröhre im Gegenverkehr: | 1 Messung. |

Auf diese Weise liegt zu jedem Querschnitt eine Kontroll-Reisegeschwindigkeitsmessung vor.

Für die lokalen Messungen wurde vorab nicht festgelegt, wieviele Messungen an welchen Querschnitten durchgeführt werden sollten. Eine gleichmäßige Verteilung über alle Querschnittsarten ist angesichts der größeren Zahl von lokalen Messungen auch weniger problematisch. Gleichzeitig ist die Auswahl der Meßstellen auch von der Verfügbarkeit von Daten abhängig (vgl. Abs. 3.3.2).

3.3.2 Kriterien für die Auswahl von Meßstellen

Um zuverlässige empirische Daten zu erhalten, müssen an die auszuwählenden Meßstellen hohe Anforderungen gestellt werden. Da diese Untersuchung die besonderen Verkehrsverhältnisse im Tunnel herausarbeiten soll, ist es wichtig, daß der untersuchte Tunnel eine bestimmte Mindestlänge aufweist. Je länger ein Tunnel ist, um so eher wird sich ein für Tunnel typisches und von der freien Strecke abweichendes Fahrverhalten einstellen. Den Verkehrsfluß störende Elemente wie Knotenpunkte oder Arbeitsstellen im Bereich der Messung sind zu vermeiden. Ein weiterer bedeutsamer Aspekt ist eine zumindest in Spitzenzeiten hohe Verkehrsbelastung des Tunnels. Nur dann ist es möglich, die Kapazität einer Tunnelstrecke zu schätzen. Alle wichtigen Querschnitte sollten in ausreichender Zahl unter den Meßstellen vertreten sein.

Zur Auswahl einzelner Meßstellen wurde ein Katalog von Anforderungen an die Tunnelstrecken aufgestellt. Die darin enthaltenen Kriterien sind in der Reihenfolge ihrer Bedeutung nachfolgend aufgelistet:

1. Mindestlänge des Tunnels von 400 m,
2. keine Knotenpunkte im Tunnel selbst und im Bereich der Portale,
3. hohe Verkehrsbelastung,
4. Lage an anbaufreien Straßen,
5. Regelbreiten bei Fahr- und Standstreifen,
6. durchschnittliche Tunnelbeleuchtung.

Tunnel			Länge [m]	Quer- schnitt	Fahr-/ Stand- streifen	Tempo- limit	Steigung	Art der Messung
Universität	A 46	Düsseldorf	1026	37,5 T	3 / 1	80	0,5 %	Reisegeschw.
Tunnel mit 2 Fahrstreifen je Richtung								
Kappelberg	B 14	Stuttgart-Fellb.	1565	26 T	2 / 1	100	3,0 %	Reisegeschw.
Ruhrschnellweg	A 40	Essen	1005	SQ	2 / 1	80	0,5 - 2,1 %	Reisegeschw.
Wambel	B 236	Dortmund	1420	29 T	2 / 1	80	2,4 %	lokal
Hörnchenberg	A 62	Landstuhl	515	26 t	2 / 0	80	3,9 %	lokal
Elbtunnel	A 7	Hamburg	2653	26 t	2 / 0	80	2,6 / 3,5 %	lokal
Ofenauer Tunnel	A 10	Österreich	1320	26 t	2 / 0	100	0,5 %	lokal
Tunnel mit 1 Fahrstreifen je Richtung								
Huttrup ²	A 52	Essen	340	SQ	1 / 2	60	0,7 %	Reisegeschw.
Schemmelsberg	B 39	Weinsberg	676	12 T ³	2 / 0	70	0,9 %	Reisegeschw.
Sommerberg	B 294	Hausach	1045	12 t ³	2 / 0	80	0,5 %	lokal
Heslach	B 14	Stuttgart	2290	12 t ³	2 / 0	50	0,2 %	lokal
Wattkopf	L 562	Ettlingen	1950	12 t ³	2 / 0	70	3,4 %	lokal
Reutherberg	B 294	Wolfach	1257	12 t ³	2 / 0	70	1,5 %	lokal
Hugenwald	B 294	Waldkirch	1107	12 T ³	2 / 0	80	2,3 %	lokal
Elbtunnel (Mittelr.)	A 7	Hamburg	2653	12 t ³	2 / 0	80	2,6 / 3,5 %	lokal
Katschberg	A 10	Österreich	5439	12 t ³	2 / 0	80	1,5 %	lokal

Tabelle 3-1: Übersicht der ausgewählten Meßstellen

In den nachfolgenden Absätzen werden die ausgewählten Tunnelstrecken getrennt nach Anzahl der Fahrstreifen beschrieben. Es werden die wichtigsten Kenndaten, die Einordnung der Strecke in das angrenzende Straßennetz, die Durchführung der Messung und die dabei erreichten Ergebnisse erläutert. Ergänzende Informationen zu den einzelnen Tunnelstrecken in Form von Lageplänen und Skizzen des Höhenverlaufs und des Querschnitts sind in Anhang A zusammengefaßt. In Absatz 3.3.3.4 werden die Meßergebnisse noch einmal zusammenfassend beschrieben.

² Unter den Tunneln mit 1 Fahrstreifen je Richtung ist der Tunnel Huttrup der einzige, der im Richtungsverkehr betrieben wird.

³ Anstelle der neuen Bezeichnung 10,5 T werden hier noch die alten Bezeichnungen 12 t und 12 T zwecks differenzierterer Darstellung verwendet.

3.3.3.1 Tunnel mit 3 Fahrstreifen je Richtung

Universität, A 46 Düsseldorf, Nordrhein-Westfalen

Der Universitätstunnel liegt im Zuge der von Neuss nach Wuppertal führenden A 46 im Süden Düsseldorfs. Der zum Zweck des Umweltschutzes und in offener Bauweise erstellte Tunnel besteht aus 2 Röhren mit großzügigen 3-streifigen Querschnitten (erweiterter 29 T). Er verfügt über 3,75 m breite Fahrstreifen, beidseitig je 50 cm Randstreifen und einen Standstreifen von 2 m. Am westlichen Tunnelportal schließt sich unmittelbar die Anschlußstelle Düsseldorf-Bilk an, die neben der Anschlußstelle Wersten als Zufahrt zur Innenstadt von Düsseldorf genutzt wird. Der Verkehr ist durch überwiegend ortskundige Fahrer gekennzeichnet.

Der 1026 m lange Tunnel wurde 1983 in Betrieb genommen. Die Trassierung des Tunnels im Lage- und Höhenplan kann als nahezu gerade bezeichnet werden. Das Ostportal liegt im Bereich einer leichten Kurve (Radius 1200 m). Die maximale Längsneigung beträgt 0,5 %. Die zulässige Geschwindigkeit beträgt 80 km/h.

Am 25.6.1996 wurde am Universitätstunnel eine Reisegeschwindigkeitsmessung in Fahrtrichtung Neuss durchgeführt. Die Messung fand während der Nachmittagsspitze in der Zeit von 15 bis 19 Uhr statt. Die Meßwerte wurden zu 1- und 5-Minuten-Intervallen aggregiert. Dabei konnten Verkehrsstärken zwischen 1.500 und 3.700 Kfz pro Stunde und Fahrtrichtung beobachtet werden. Bezogen auf 15-Minuten-Intervalle liegt die maximal beobachtete Verkehrsstärke bei 3.000 Kfz pro Stunde und Richtung. Eine Grenze der Leistungsfähigkeit war im Rahmen der Messung nicht erkennbar. Die beobachteten Reisegeschwindigkeiten liegen im Mittel bei rd. 90 km/h (Anhang B, Abb. B-1).

3.3.3.2 Tunnel mit 2 Fahrstreifen je Richtung

Kappelberg / Fellbach, B 14 Stuttgart, Baden-Württemberg

Der Kappelbergtunnel bei Fellbach gehört zu den neueren Tunneln im Zuge 2-bahniger Straßen. Er liegt im östlichen Stadtgebiet von Stuttgart an der B 14 in Richtung Schwäbisch Hall. Durch die B 14 werden die weiter östlich liegenden Städte an den Großraum Stuttgart angeschlossen. Gleichzeitig dient sie der östlichen Umfahrung hochverdichteter städtischer Baugebiete von Süden her in Richtung Waiblingen. Aufgrund der großen Bedeutung der Strecke hat die Verkehrsbelastung seit der Inbetriebnahme 1992 stetig zugenommen. Sie liegt heute schon bei über 60.000 Kfz/24 h. Der Abschnitt der B 14 zwischen Stuttgart und Waiblingen ist mit einer Streckenbeeinflussungsanlage versehen (vgl. Kühne, Nabel, 1994).

Der Kappelbergtunnel besteht aus 2 Tunnelröhren mit je 1565 m Länge. Der Querschnitt entspricht in etwa dem 26 T, d.h. er hat zwei 3,50 m breite Fahrstreifen, je 50 cm Randstreifen und einen 2 m breiten Standstreifen. Der Tunnel verläuft im Bogen mit einem minimalen Radius von

600 m südlich am Ortsteil Fellbach vorbei durch den Kappelberg. Im Höhenplan ist der Tunnel als Kuppe trassiert, mit maximalen Längsneigungen von rd. 3 %. Im Regelfall beträgt die zulässige Geschwindigkeit 100 km/h.

Am 17.7.96 wurde vom Lehrstuhl für Verkehrswesen eine Reisegeschwindigkeitsmessung im Kappelbergtunnel durchgeführt. Dabei wurde in der Zeit von 15 bis 19 Uhr die Nachmittagspitze in Fahrtrichtung Waiblingen beobachtet. Die festgestellten Verkehrsstärken liegen überwiegend im Bereich zwischen 2.000 und 4.000 Kfz/h. In 15-Minuten-Intervallen konnten Verkehrsstärken bis 3.600 Kfz/h beobachtet werden (Anhang B, Abb. B-2).

Bei der Auswertung der empirischen Daten traten unerwartete Probleme auf. Im Vorlauf zum Tunnel müssen die Fahrzeuge auf einer Länge von ca. 2,5 km eine Steigung von gut 3 % bewältigen. Die Gesamtlänge der Steigungsstrecke bis zur Kuppe im Tunnel liegt bei ca. 3,3 km. Während der Messung wurden wiederholt Lkw und Lastzüge beobachtet, die bereits mit sehr niedrigen Geschwindigkeiten in den Tunnel einfuhren. Bei den vorherrschenden hohen Verkehrsbelastungen hatte sich bereits vor dem Tunnel ein längerer Fahrzeugpulk hinter den Lkw gebildet. Da diese Fahrzeuge auf der Gefällestrecke in der zweiten Tunnelhälfte wieder auf ein Geschwindigkeitsniveau von 80 bis 100 km/h beschleunigen konnten, waren die Reisegeschwindigkeiten dieser Fahrzeuge im Tunnel im Hinblick auf eine allgemeine Gültigkeit nicht verwertbar. Vielmehr waren die Ergebnisse in diesen Fällen sehr stark von der vorangegangenen langen Steigungsstrecke geprägt. Das Datenmaterial wurde von den Datensätzen bereinigt, bei denen an der Tunneleinfahrt durch Lkw geführte, langsamfahrende Kolonnen erkennbar waren. Die Aggregation der Daten zu 5- oder 15-Minuten-Intervallen war daher nur bedingt möglich. Darunter leidet auch die generelle Gültigkeit der hier dargestellten Meßergebnisse (Anhang B, Abb. B-2).

Ruhrschnellweg, A 40 Essen, Nordrhein-Westfalen

Der Ruhrschnellwegtunnel im Zuge der A 40 (ehemals A 430 bzw. B 1) in Essen entstand Ende der 60er Jahre während der Zeit des U-Bahn-Baus rund um den Essener Hauptbahnhof (Inbetriebnahme 1970). Westlich des Tunnels verläuft eine U-Bahn-Linie im Mittelstreifen der A 40, die am Westportal in eine eigene Tunnelröhre unter dem Autobahntunnel einmündet. Die A 40 stellt die wichtigste Ost-West-Verbindung im mittleren Ruhrgebiet dar. In diesem Bereich zählt sie zu den am höchsten belasteten Streckenabschnitten 4-streifiger Autobahnen. Die eigentliche Tunnelstrecke wird überwiegend durch Essener Durchgangsverkehr genutzt. Der Zielverkehr in die Essener Innenstadt wird beiderseits vom Tunnel ausgefädelt, während der Quellverkehr erst hinter dem Tunnel eingespeist wird. Dadurch liegt die Verkehrsbelastung im Tunnel niedriger als in den offenen Abschnitten der A 40. Eine Verkehrsbeeinflussungsanlage entlang der A 40 ist mittlerweile in Betrieb.

Der Ruhrschnellwegtunnel besteht aus zwei 1005 m langen Röhren. Ursprünglich waren 2 Fahrstreifen einschließlich Randstreifen a 4 m markiert. Bei der Sanierung vor einigen Jahren sind die Fahrstreifen auf 3,25 m verkleinert worden, um einen schmalen Standstreifen von 2 m abtrennen zu können. Die beiden Randstreifen sind auf die für die Markierung erforderliche Breite von 30 cm begrenzt. Auch die Hochborde wurden verkleinert. Im Bereich des östlichen Tunnelportals erfolgt bereits die Aufweitung des Querschnitts zur Anschlußstelle Essen-Zentrum (Ost). Im Lageplan verläuft die Tunnelstrecke als leichte S-Kurve. Die Gradiente stellt sich als Wannenform dar. In West-Ost-Richtung beginnt der Tunnel mit einem Gefälle von 3,2 % und später 2,1 %. In der östlichen Tunnelhälfte schließt sich eine leichte Steigungsstrecke mit 0,5 % Längsneigung an. Die zulässige Geschwindigkeit liegt bei 80 km/h.

Vom Lehrstuhl für Verkehrswesen wurde am 25.4.96 eine Reisegeschwindigkeitsmessung im Ruhrschnellwegtunnel durchgeführt. Dabei wurde versucht, den morgendlichen Verlauf des Berufspendlerverkehrs in Fahrtrichtung Bochum zu dokumentieren. Die Messung erfolgte zwischen 6³⁰ und 10³⁰ Uhr. Es zeigte sich, daß eine Vielzahl von Fahrzeugen die A 40 unmittelbar vor dem Tunnel an der Ausfahrt Essen-Zentrum verläßt. Vor dieser bildet sich regelmäßig ein Rückstau auf die Autobahn, so auch bei der Messung. Während dieser Zeit wurde eine Testfahrt durch die Meßstrecke durchgeführt. Bei der Einfahrt in die Meßstrecke hatte der Testfahrer sein Fahrzeug aufgrund des davor herrschenden Staus noch nicht auf die gewünschte Endgeschwindigkeit beschleunigt. Gleichzeitig wurde beobachtet, daß außergewöhnlich viele Fahrzeuge bei der Einfahrt in den Tunnel den linken Fahrstreifen benutzten. Diese Fahrstreifenaufteilung entsteht, weil wegen des Staus an der ca. 200 m vor dem Tunnelmund liegenden Auffahrt die durchfahrenden Fahrzeuge zwangsläufig nach links gedrängt werden. Ein Vergleich mit den Meßdaten anderer Tunnel wird zeigen müssen, ob die gemessenen Geschwindigkeiten plausibel sind.

Im Tunnel konnten Verkehrsstärken von bis zu 3.200 Kfz pro Stunde und Fahrtrichtung (15-Minuten-Intervall) beobachtet werden. Bezogen auf die dargestellten 1-Minuten-Intervalle (Anhang B, Abb. B-3) variieren die beobachteten Verkehrsstärken zwischen 1.400 und 3.600 Kfz/(h*Rtg.). Ebenso wie beim Universitätstunnel (Düsseldorf) konnte auch im Essener Tunnel bei dieser Belastung noch kein Erreichen der Kapazitätsgrenze beobachtet werden. Die mittlere Reisegeschwindigkeit lag - unabhängig von der Verkehrsstärke - im Bereich zwischen 80 und 90 km/h.

Wambel, B 236 Dortmund, Nordrhein-Westfalen

Der im Juli 1994 vollständig in Betrieb genommene Tunnel Wambel liegt im Zuge der B 236n, einer neu erbauten Nord-Süd-Verbindung zwischen der A 2 und der B 1 östlich der Dortmunder Innenstadt. Im Endzustand ist eine Verlängerung der B 236 bis zur A 1 im Süden vorgesehen. Der Tunnel Wambel liegt unmittelbar nördlich des Knotenpunkts mit der Bundesstraße B 1 und somit kurz vor dem heutigen Ausbauende der B 236.

Der 2-bahnige Querschnitt der freien Strecke (RQ 29) wird im Tunnel beibehalten. Mit Fahrstreifenbreiten von 3,75 m, Randstreifen von 0,50 m und einem Standstreifen von 2,50 m ist der Querschnitt großzügig angelegt. Im Bereich der Tunnelportale sind die beiden Röhren für Beschleunigungs- bzw. Verzögerungsfahrstreifen zusätzlich aufgeweitet. Die Gesamtlänge des Tunnels beträgt 1420 m. Die Trassierung des Tunnels im Lageplan kann als nahezu gerade bezeichnet werden. Die mittlere Steigung liegt bei 2,4 % in Fahrtrichtung Schwerte, mit einem Maximum von 3,7 %. Im Regelfall gilt im Tunnel eine Geschwindigkeitsbeschränkung auf 80 km/h. Eine variable Steuerung ist jedoch möglich.

Der Tunnel Wambel ist mit 5 Doppel-Induktionsschleifen je Fahrstreifen ausgestattet. Weitere Schleifenpaare befinden sich in den Zulaufbereichen. Die in Anhang B, Abb. B-4 dargestellten Meßdaten stammen von den in Tunnelmitte liegenden Schleifen. Die Erhebung der Daten erfolgte in der Zeit vom 1. bis 7. 7. 1996 durch das Westfälische Autobahnamt in Hamm. Durch die vorhandenen Geräte werden die mittleren Geschwindigkeiten und deren Standardabweichungen nach Pkw und Lkw getrennt erfaßt. Aufgrund wiederholter Schleifenausfälle besonders in Fahrtrichtung Schwerte reduzierte sich die anfängliche Datenanzahl um etwa ein Viertel. Plausibilitätskontrollen der verbleibenden Datensätze wurden durchgeführt.

Laut der ebenfalls vom Westfälischen Autobahnamt in Hamm zur Verfügung gestellten Monatsauswertung für den Juni 1996 liegt die maximale Verkehrsstärke im Tunnel bei rd. 23.000 Kfz pro Tag und Richtung sowie bei rd. 1.900 Kfz pro Stunde und Richtung. Angesichts dieses geringen Verkehrsaufkommens war eine Schätzung der Kapazität der Strecke nicht möglich. Erschwerend kommt hinzu, daß die Meßdaten in Fahrtrichtung Schwerte ein deutlich niedrigeres Geschwindigkeitsniveau aufweisen als in der Gegenrichtung. Hauptgrund hierfür ist die Abfahrt zur B 1 unmittelbar hinter dem Tunnel (Anhang B, Abb. B-4).

Hörnchenberg, A 62 Landstuhl, Rheinland-Pfalz

Der Hörnchenbergtunnel liegt im Zuge der A 62 von Trier nach Pirmasens, südlich vom Autobahnkreuz Landstuhl und nur wenige Kilometer vor dem heutigen Ausbauende. Südlich davon verläuft die A 62 1-bahnig bis Pirmasens. Die beiden 511 und 536 m langen Tunnelröhren wurden 1991 in Betrieb genommen. Der Querschnitt (26 t) gehört mit einer lichten Weite von 9,50 m zu den schmaleren unter den 2-streifigen Tunneln. Die Breite der Fahrstreifen beträgt 3,50 m, die der Randstreifen 0,50 m. Ein Standstreifen ist nicht vorhanden. Der Tunnel liegt in einer leichten Kurve. Der Kurvenradius beträgt 950 m auf der Kurveninnenseite in Fahrtrichtung Pirmasens. In dieser Richtung verläuft auch die Steigung von 3,9 %. Die zulässige Geschwindigkeit beträgt 80 km/h.

Die vorliegenden Verkehrsdaten stammen von der Dauerzählstelle 6611 7150 des Landes Rheinland-Pfalz. Die Detektoren liegen in Fahrtrichtung ca. 20 - 30 m vor den Tunnelportalen.

Die Erfassung der Daten erfolgt in 60-Minuten-Intervallen. Dabei werden Pkw und Lkw zwar getrennt gezählt, die Geschwindigkeiten beiden Gruppen aber nur zusammen gemessen.

Die Verkehrsbelastung ist mit rund 2.700 Fahrzeugen pro Richtung täglich außerordentlich niedrig. Aussagen zur Kapazität des Tunnels sind daher nicht möglich. Auffällig im Vergleich zu allen anderen Tunneln ist das niedrige Geschwindigkeitsniveau. In Fahrtrichtung Trier liegt die durchschnittliche Geschwindigkeit nur knapp über den zulässigen 80 km/h. Auf der Steigungsstrecke in der Gegenrichtung liegt die mittlere Geschwindigkeit rund 10 km/h noch niedriger. Es wird zu prüfen sein, inwiefern der Querschnitt hierauf einen Einfluß hat (Anhang B, Abb. B-5). Eine Ursache ist vermutlich der sehr hohe mittlere Lkw-Anteil (über 20 %).

Elbtunnel, A 7 Hamburg

Der Elbtunnel in Hamburg ist seit seiner Inbetriebnahme 1975 mit 2653 m der längste Straßentunnel Deutschlands. Er liegt im Zuge der A 7 von Hannover nach Kiel, die westlich vom Stadtzentrum Hamburgs die Elbe unterquert. Die A 7 ist im Großraum Hamburg 3-streifig ausgebaut. Diese 3 Fahrstreifen werden im Normalfall auch im Tunnel aufrechterhalten. Der Elbtunnel besteht aus 3 Röhren zu je 2 Fahrstreifen ohne Standstreifen. Wenn keine Sperrungen einzelner Röhren notwendig sind, werden die beiden äußeren Röhren im Richtungsverkehr und die mittlere Röhre im Gegenverkehr betrieben (vgl. Abschnitt 3.3.3.3).

Typisch für Unterführungen von Wasserstraßen hat auch die Gradiente des Elbtunnels eine ausgeprägte Wannenform. Von Süden kommend weist der Tunnel zunächst ein rd. 1100 m langes Gefälle von 3,5 % auf, an das sich eine 1900 m lange Steigungsstrecke mit 2,6 % anschließt. Die Trassierung im Lageplan ist überwiegend gerade mit einer leichten Kurve (Radius 900 m) am Nordportal. Die Breite der Fahrbahnen beträgt 7,50 m.

Mit Hilfe mehrerer Induktionsschleifenpaare auf allen Fahrstreifen wird der Verkehr im Elbtunnel permanent erfaßt. Die Daten laufen in der Betriebszentrale zusammen und werden dort routinemäßig archiviert. Die Geschwindigkeiten werden nicht nach Fahrzeugarten unterschieden. Von den Tunnelbetreibern wurden dem Lehrstuhl für Verkehrswesen die Verkehrsdaten aller Wochen des Jahres 1996 aggregiert zu 15-Minuten-Intervallen zur Verfügung gestellt. Diese Daten wurden in Abhängigkeit von der jeweiligen Betriebsart des Tunnels den Verkehrsarten Richtungs- bzw. Gegenverkehr zugeordnet. Gleichzeitig wurde nach der Anzahl der in der entsprechenden Fahrtrichtung zur Verfügung stehenden Fahrstreifen unterschieden. D.h. es wurden nur solche Intervalle als repräsentativ für 2-streifigen Richtungsverkehr betrachtet, in denen der gesamte Verkehr in diese Richtung durch diese eine Röhre (2 Fahrstreifen) abgewickelt wurde. Bei gleichzeitigem Betrieb der Mittelröhre im Gegenverkehr ist das Geschwindigkeitsniveau in den äußeren Tunnelröhren systematisch niedriger als bei geschlossener Mittelröhre, da diese vorzugsweise von besonders schnellen Fahrzeuge benutzt

wird. Dadurch reduziert sich die Anzahl der Intervalle auf ein Viertel. Zeitintervalle, in denen eine Änderung der Betriebsart erfolgte, wurden nicht berücksichtigt.

Die auf diese Weise herausgefilterten Verkehrsdaten für den Richtungsverkehr in den äußeren Röhren (kein 3. Fahrstreifen in der Mittellöhre) wurden für die beiden Fahrstreifen einer Röhre zusammengefaßt und zu Verkehrsstärke-Geschwindigkeits-Beziehungen aufbereitet. (Richtungsverkehr in der Mittellöhre wurde wegen der durchgehenden Nagelreihe nicht berücksichtigt.) Zuvor wurden als Plausibilitätskontrolle die Fahrstreifenverteilungen geprüft. Dabei wurden diejenigen Intervalle verworfen, bei denen die Anzahl der Fahrzeuge auf einem Fahrstreifen klein gegenüber dem benachbarten Fahrstreifen war. Bei solchen Intervallen wurden Störungen des Verkehrsablaufs oder Zählfehler unterstellt. Die Zuordnung besonderer Vorkommnisse während der Meßzeit (Baustellen, Unfälle und temporäre Tempolimits) zu den einzelnen Intervallen war aufgrund fehlender Informationen nicht möglich.

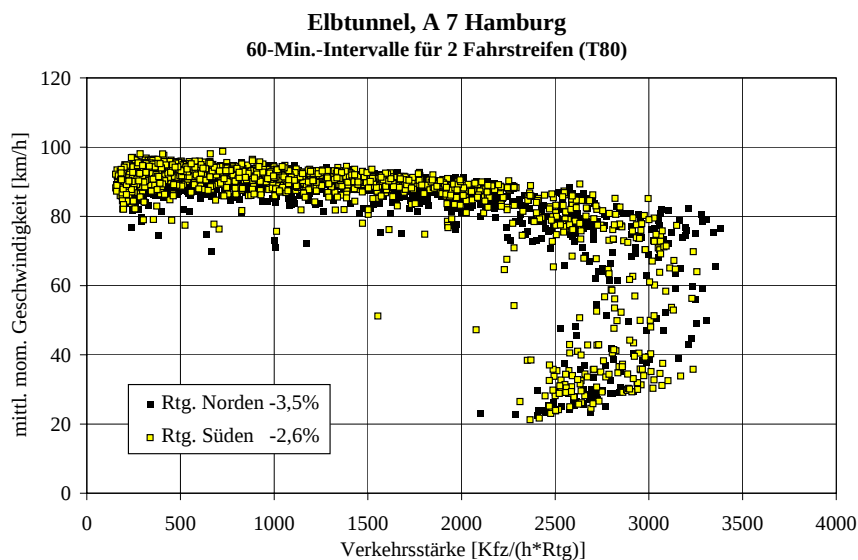


Abb. 3-7:
q-v-Diagramm
aus dem Elbtunnel
(Richtungsverkehr),
A 7 Hamburg

Aggregation ohne
Kontrollbedingung /
mit Übergangsbereich

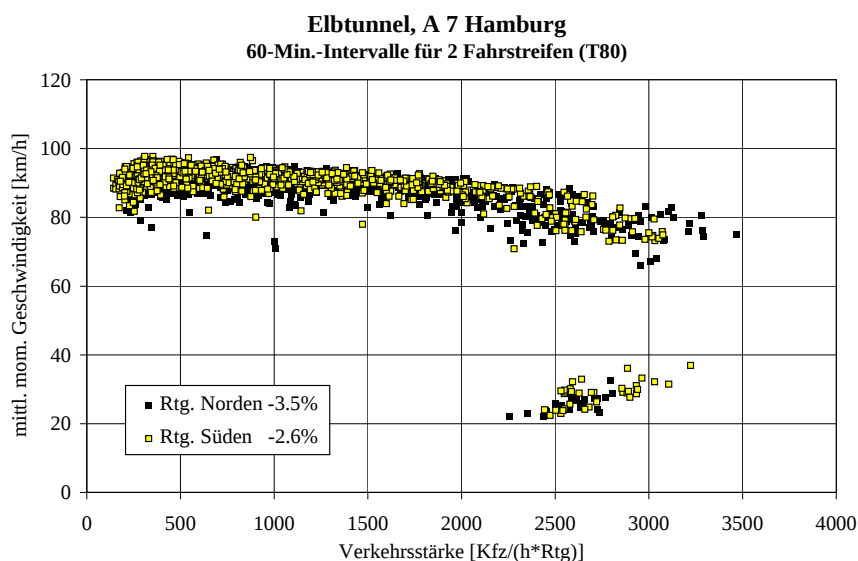


Abb. 3-8:
q-v-Diagramm
aus dem Elbtunnel
(Richtungsverkehr),
A 7 Hamburg

Aggregation mit
Kontrollbedingung
($\Delta v_{\max} = 5 \text{ km/h}$) /
ohne Übergangsbereich

In einem weiteren Bearbeitungsschritt wurden die für jeweils 15 Minuten vorliegenden Daten zu 60-Minuten-Intervallen zusammengefaßt. Um Daten aus dem Übergangsbereich zwischen teilgebundenem und gebundenem Verkehr zu vermeiden, erfolgte im Rahmen der Aggregation eine Überprüfung der Daten. Es wurden nur solche 15-Minuten-Intervalle zusammengefaßt, die ein ähnliches Geschwindigkeitsniveau aufwiesen. Im Hinblick auf die bei Tempolimit ohnehin niedrigen Geschwindigkeitsschwankungen wurde nur eine maximale Abweichung von 5 km/h je 60-Minuten-Intervall zugelassen (Kontrollbedingung). Die resultierende q-v-Beziehung ist in Abb. 3-8 dargestellt. Abb. 3-7 enthält zum Vergleich das entsprechende q-v-Diagramm mit Übergangsbereich.

An der Darstellung erkennt man deutlich, daß die vorgeschriebene Geschwindigkeit von 80 km/h bei niedrigen und mittleren Verkehrsstärken deutlich überschritten wird. Gleichzeitig ist der Streuungsbereich der Werte sehr groß. Die Kapazität in Richtung Norden ist für den dargestellten 2-streifigen Richtungsverkehr bei etwa 3.300 Kfz/h anzusetzen, für die Südrichtung liegt sie etwas niedriger. Bezieht man die Intervalle mit 3-streifigem Richtungsverkehr (Mittelröhre im Gegenverkehr) ein, so liegt die Kapazität einer Tunnelröhre mit 2 Fahrstreifen in Richtung Norden bei ca. 3.500 Kfz/h.

Ofenauer Tunnel, A 10 Österreich

Der Ofenauer Tunnel liegt im Zuge der Tauernautobahn A 10 zwischen Salzburg und Bischofshofen. Wie bei vielen anderen österreichischen Tunneln wurde auch hier zunächst nur eine 1385 m lange Tunnelröhre gebaut und im Gegenverkehr betrieben. Seit 1980 ist auch die zweite 1320 m lange Tunnelröhre im Betrieb. Der Tunnelquerschnitt verfügt - wie in Österreich üblich - über keinen Standstreifen. Die Fahrbahnbreite beträgt 7,50 m. Hinzu kommen erhöhte Notgehwege von 1,00 m Breite. Die vorhandene Längsneigung von 0,5 % läßt keine Auswirkungen auf den Verkehrsablauf erwarten. Die minimale Kurvenradius im Lageplan liegt bei 1500 m. Die zulässige Geschwindigkeit beträgt 100 km/h.

Die vorliegenden Verkehrsdaten stammen von der österreichischen Dauerzählstelle 66 und wurden dem Lehrstuhl für Verkehrswesen vom Ingenieurbüro Prof. Dr.-Ing. Steierwald in Wien zur Verfügung gestellt. Die maximalen Verkehrsmengen werden in diesem Tunnel an den Wochenenden während des Reiseverkehrs beobachtet. In Anhang B, Abb. B-7 sind die Verkehrsdaten der ersten Hälfte des Jahres 1996 dargestellt. In Einzelfällen wurden Spitzenbelastungen von 3.300 Fahrzeugen pro Stunde beobachtet.

3.3.3.3 Tunnel mit 1 Fahrstreifen je Richtung

Huttrup, A 52 Essen, Nordrhein-Westfalen

Der Tunnel Essen-Huttrup befindet sich im Autobahndreieck Essen-Ost unmittelbar vor dem Anschluß der A 52 an die A 40. Im Zulaufbereich ist die A 52 3-streifig. Kurz vor dem Tunnel wird sie auf 1 Fahrstreifen reduziert. Im Hinblick auf eine spätere, mögliche Verlängerung der A 52 über die A 40 hinaus nach Norden beträgt die befestigte Breite der Fahrbahn zuzüglich des Standstreifens im Tunnel 15,25 m, ausreichend für 3 Fahrstreifen und einen Standstreifen. In Fahrtrichtung Norden wird jedoch nur ein Fahrstreifen genutzt, der nach ca. 300 m als Fahrstreifenaddition in die A 40 einmündet. Der Tunnel wurde aus Umweltschutzgründen errichtet und im April 1981 in Betrieb genommen. Er hat eine Gesamtlänge von 340 m einschließlich der beiden an die Portale angrenzenden Brücken. Im Tunnel selbst besteht eine Geschwindigkeitsbegrenzung auf 60 km/h.

Laut der Jahresauswertung 1995 der Verkehrsentwicklung auf Bundesfernstraßen von der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) betrug die durchschnittliche tägliche Verkehrsstärke (DTV) auf diesem einen Fahrstreifen 26.266 Kfz/24 h. Die maßgebende stündliche Verkehrsstärke (MSV) wird mit 1.975 Kfz/h angegeben. Der Lkw-Anteil liegt im Mittel bei 7,9 %. Diese hohe Verkehrsbelastung ist verbunden mit praktisch täglichen Verkehrsstaus vor dem Tunnel. Dabei bildet die Fahrstreifenreduktion den eigentlichen Engpaß und nicht der Tunnel selbst. Hinter der Verengung beginnt der Verkehr wieder zu fließen, wenn auch im gebundenen bzw. teilgebundenen Zustand.

Vom Lehrstuhl für Verkehrswesen der Ruhr-Universität Bochum wurde im Rahmen einer Studienarbeit (Breßler, Blenkers, 1996) eine Reisegeschwindigkeitsmessung im Tunnel durchgeführt. Diese fand am 14. 5. 1996 statt. Gemessen wurde der morgendliche Anstieg der Verkehrsbelastung, bis sich ein Stau aufgebaut hatte. Die gemessene Verkehrsstärke-Geschwindigkeits-Beziehung ist in Anhang B, Abb. B-8 dargestellt. Dabei repräsentieren die Meßpunkte mit Stau im Zulauf die Kapazität der Fahrstreifenreduktion. Diese kann bezogen auf das Meßintervall von 5 Minuten auf ca. 1.900 Kfz/h geschätzt werden. Die Kapazität der Tunnelstrecke liegt offensichtlich noch über diesem Wert. Bei dessen Beurteilung ist zu beachten, daß dieser Tunnel aus verkehrlicher Sicht außerordentliche günstige Bedingungen aufweist. Bei einem hohen Anteil an Berufspendlern wird er in reinem Richtungsverkehr betrieben. Zusätzlich wird er aufgrund seiner Kürze und des breiten Querschnitts nicht als beengter Tunnel von den Fahrern wahrgenommen.

Schemmelsberg, B 39 Weinsberg, Baden-Württemberg

Der Schemmelsberg tunnel liegt unmittelbar südlich des Autobahnkreuzes Weinsberg. Dort ist er Bestandteil der Ortsumgehung der Stadt Weinsberg. Die B 27 ist eine der zentralen Entwicklungsachsen in Ost-West-Richtung zwischen Heilbronn und Löwenstein. Sie dient in erster

Linie dem Pendlerverkehr vom östlichen Umland zu den regionalen Arbeitsmarktzentren Heilbronn und Neckarsulm. Die Verkehrsfreigabe erfolgte 1991.

Die 680 m lange Tunnelröhre durchquert den nordwestlichen Ausläufer des Schemmelsberges. Die Fahrbahnbreite beträgt 8 m (Regelquerschnitt 12 T). Es handelt sich also um einen 2-streifigen Gegenverkehrstunnel mit einem etwas breiteren Querschnitt. Etwa in Tunnelmitte befinden sich auf beiden Seiten Nothaltebuchten. Von Westen kommend weist die Tunnelstrecke eine leichte Steigung von 0,89 % auf. Die Gradientenverläufe sind gerade. Auch bei der Trassierung im Lageplan ist die Gerade das vorherrschende Element. Lediglich das östliche Portal liegt im Bereich einer Kurve mit Radius 700 m. Im Tunnel besteht eine Geschwindigkeitsbeschränkung auf 70 km/h.

Am 16.7.1996 in der Nachmittagsspitze wurde vom Lehrstuhl für Verkehrswesen eine Reisegeschwindigkeitsmessung am Schemmelsbergtunnel durchgeführt. Die Auswertung in 5-Minuten-Intervallen erbrachte die in Anhang B, Abb. B-9 dargestellte Verkehrsstärke-Geschwindigkeits-Beziehung. Mit Ausnahme eines abweichenden Meßpunktes ist kein Kapazitätseinbruch festzustellen. Somit kann lediglich die Aussage getroffen werden, daß die Kapazität über 1.200 Kfz/(h*Rtg.) liegen wird, bezogen auf das 5-minütige Meßintervall.

Sommerberg, B 33/294 Hausach, Baden-Württemberg

Die B 33 bildet eine der wichtigsten Ost-West-Verbindungen im mittleren Schwarzwald von der A 5 bei Offenburg zur A 81 bei Villingen-Schwenningen. Dabei dient der Sommerbergtunnel der Entlastung des Ortskernes Hausach vom Durchgangsverkehr. Die B 33 bietet aufgrund der Trassierung entlang des Kinzigtals und der Ortsdurchfahrten nur sehr wenige Überholmöglichkeiten. Besonders ungünstig ist die Situation von Offenburg kommend. Von Steinach aus (ca. 10 km vom Tunnel) besteht praktisch keine Überholmöglichkeit mehr. Da vor allem werktags zahlreiche Lkws (Lkw-Anteil: 20 %) die Strecke befahren, wird die Geschwindigkeit im Tunnel durch die Lkw bestimmt.

Der 1085 m lange Tunnel wurde Ende 1995 in Betrieb genommen. Der Querschnitt entspricht dem 12 t mit einer Fahrbahnbreite von 7,50 m. Etwa in Tunnelmitte wird der Querschnitt beidseitig auf einer Länge von 53 m für eine Pannenbucht aufgeweitet. Von Westen kommend verläuft der Tunnel in einer langgezogenen Rechtskurve. Die Steigung im Tunnel liegt bei 0,5 % in Fahrtrichtung Wolfach. Die zulässige Geschwindigkeit beträgt 80 km/h.

Der Sommerbergtunnel ist an insgesamt 3 Stellen mit Doppelschleifen ausgestattet. Dem Lehrstuhl für Verkehrswesen wurden Verkehrsdaten der Schleifen am Ostportal vom 10.5. und 15.5.1996 zur Verfügung gestellt. Da die Daten nach Pkw und Lkw getrennt zu 1-Minuten-Intervallen aggregiert vorliegen, werden sie vorzugsweise zum Vergleich mit Reisegeschwindigkeitsmessungen z.B. des Schemmelsbergtunnels verwendet. Die Meßdaten sind in

Anhang B, Abb. B-10 für 5- und 60-Minuten-Intervalle dargestellt. Eine Schätzung der Kapazität ist aus den vorliegenden Daten jedoch nicht möglich.

Heslach, B 14 Stuttgart, Baden-Württemberg

Der Heslacher Tunnel liegt am südlichen Rand der Innenstadt von Stuttgart. Er wurde in zwei Abschnitten erbaut und 1991 nach über 10-jähriger Bauzeit vollständig in Betrieb genommen. Die Gesamtlänge des Tunnels beträgt 2273 m. Bei einer Fahrbahnbreite von 7,50 m verfügt der Tunnel über je einen Fahrstreifen pro Richtung. In den beiden Anschlußknoten, dem Südheimer Platz im Südwesten und dem Marienplatz im Norden, erfolgt eine Aufweitung des Querschnitts auf je 2 Fahrstreifen pro Richtung. Die Knotenpunkte sind plangleich ausgebildet und werden lichtsignalgeregelt. Etwa in Tunnelmitte befindet sich die Anschlußstelle Karl-Kloß-Straße. Diese verfügt zwar über planfreie Ausfahrten, doch sind die Einfahrten lichtsignalgeregelt. Hierbei kommt eine speziell für diesen Tunnel entwickelte verkehrsabhängige Steuerung zum Einsatz. Der störungsfreie Verkehrsfluß im Tunnel ist dabei oberstes Gebot. Sofern eine definierte, maximale Wartezeit nicht überschritten wird, erhält der Nebenstrom an der Anschlußstelle im Tunnel nur dann eine Freigabe, wenn eine ausreichende Lücke im Hauptstrom erkannt worden ist. In Hauptverkehrszeiten kann es zu Überlastungen des Systems kommen, weshalb Teile des Verkehrs auf innerstädtische Straßen ausweichen. In diesen Fällen wird die Attraktivität der Alternativrouten durch eine günstige Koordinierung der Signalanlagen zusätzlich gefördert.

Ausgehend vom Marienplatz beträgt die Steigung im Tunnel zunächst 3,6 %. Hinter der Anschlußstelle verläuft die Trasse mit einem leichten Gefälle von 0,2 %. Im hinteren Bereich befinden sich auch die Doppel-Induktionsschleifen, von denen die Meßdaten stammen. Der minimale Kurvenradius im Tunnel beträgt 600 m. Wie in den angrenzenden Straßen besteht eine Geschwindigkeitsbeschränkung auf 50 km/h. An normalen Werktagen fließt durch den Tunnel ein durchschnittlicher Verkehr von 45.000 bis 48.000 Fahrzeugen pro 24 Stunden (DTV-Wert). An Sonn- und Feiertagen reduziert sich die Belastung auf ca. 30.000 Fz/24 h.

Die Meßdaten stammen aus der Woche vom 5. bis 11. September 1994. Sie wurden dem Lehrstuhl für Verkehrswesen freundlicherweise vom Institut für Straßen- und Verkehrswesen der Universität Stuttgart zur Verfügung gestellt (vgl. Törgykes, 1998). Die Datensätze umfassen die Fahrzeuganzahl, die mittlere Geschwindigkeit und die Geschwindigkeitsverteilung getrennt nach Fahrtrichtung in 15-Minuten-Intervallen. Nach Fahrzeugarten wurde nicht unterschieden. Es kann jedoch davon ausgegangen werden, daß bei einer Geschwindigkeitsbegrenzung auf 50 km/h die Fahrzeugart keinen erheblichen Einfluß mehr auf das Geschwindigkeitsniveau hat.

Die empirisch ermittelte Verkehrsstärke-Geschwindigkeits-Beziehung für den Verkehr jeweils einer Fahrtrichtung ist in Anhang B, Abb. B-11 dargestellt. Man erkennt, daß trotz der erheb-

lichen Verkehrsbelastung im Tunnel, nur wenige Stauintervalle registriert wurden. Die Kapazität kann auf etwa $1.500 \text{ Kfz}/(h \cdot \text{Rtg.})$ geschätzt werden.

Wattkopf, L 562 Ettlingen, Baden-Württemberg

Der Wattkopftunnel ist das Herzstück der nördlichen Umfahrung von Ettlingen im Zuge der L 562. Diese dient der Entlastung des Stadtgebietes von Ettlingen. Am westlichen Tunnelportal schließt sich die B 3 neu an, über die der Verkehr zur A 5 weitergeleitet bzw. um Ettlingen-Süd herumgeführt wird. Die Inbetriebnahme des Tunnels erfolgte 1994.

Der Tunnel durchfährt den Höhenrücken des Wattkopfes auf einer Länge von insgesamt 1950 m. Die 7,50 m breite Fahrbahn ist auf 2 Fahrstreifen im Gegenverkehr zu befahren. An 3 Stellen wird der Querschnitt für Nothaltebuchten einseitig aufgeweitet. Im Bereich des Westportals wird der Querschnitt für eine Rechtsabbiegespur auf 3 Fahrstreifen erweitert. Dort befinden sich auch die Induktionsschleifen, von denen die Meßdaten stammen. Die gesamte Tunnelstrecke weist eine leichte Steigung von 0,65 % in West-Ost-Richtung auf. Im Lageplan verläuft die Trasse als leichte S-Kurve mit einer Gerade in Tunnelmitte und Kurvenradien von 500 bzw. 600 m an den Portalen. Es besteht eine Geschwindigkeitsbeschränkung auf 70 km/h.

Vom Straßenbauamt Karlsruhe wurden dem Lehrstuhl für Verkehrswesen Verkehrsdaten der Induktionsschleifen im Westportal vom 18.6. bis 20.6.1996 zur Verfügung gestellt. Die grafische Darstellung der Verkehrsstärke-Geschwindigkeits-Beziehung ist in Anhang B, Abb. B-12 abgebildet. Auch bei diesem Tunnel ist kein Einbruch der Leistungsfähigkeit erkennbar. Die maximal auftretende Verkehrsstärke liegt bei $1.200 \text{ Kfz}/(h \cdot \text{Rtg.})$ bezogen auf ein 15-Minuten-Intervall bzw. $1.000 \text{ Kfz}/(h \cdot \text{Rtg.})$ bezogen auf ein 60-Minuten-Intervall. Aus dem Ergebnis ist klar erkennbar, daß die Kapazität dieses Tunnels *über* $1.200 \text{ Kfz}/(h \cdot \text{Rtg.})$ liegt.

Reutherberg, B 294 Wolfach, Baden-Württemberg

Der Reutherbergtunnel ist das Kernstück der Umgehungsstraße Wolfach im Zuge der B 294. Letztere ist eine der wichtigsten Hauptverkehrsachsen in West-Ost-Richtung im mittleren Schwarzwald. Ende 1993 wurde der 1257 m lange Tunnel für den Verkehr freigegeben.

Zur Anwendung kam der Regelquerschnitt 12 t mit einer Fahrbahnbreite von 7,50 m. Aufgrund der Länge des Tunnels waren 2 beidseitige Aufweitungen zu Haltebuchten erforderlich. Die Gradienten weisen von beiden Portalen ausgehend eine 3,5 %ige Steigung auf. Von Hausach kommend beträgt die Steigung 1,5 % in Tunnelmitte. Der Verlauf der Trasse im Lageplan ist weitgehend gerade. Im Normalbetrieb gilt eine Geschwindigkeitsbegrenzung auf 70 km/h, da sich im weiteren Verlauf der Strecke ein signalisierter Knotenpunkt anschließt.

Die in der Anhang B, Abb. B-13 grafisch dargestellten Meßdaten stammen von Induktionsschleifen in Tunnelmitte. Auf Veranlassung des Regierungspräsidiums Freiburg war hier vom

19. 4. bis 23. 5.1996 ein Auswertegerät angeschlossen worden. Pkw und Lkw werden getrennt erfaßt. Weil maximal nur eine Verkehrsstärke von rund 600 Kfz/(h*Rtg.) aufgetreten ist, kann aus dieser Meßreihe keine Aussage über die Kapazität getroffen werden.

Hugenwald, B 294 Waldkirch, Baden-Württemberg

Wie viele der neueren, bergmännisch gebauten Tunnel mit Gegenverkehr liegt auch der Hugenwaldtunnel bei Waldkirch im Zuge einer Ortsumgehung. Die B 294 verläuft hier von Freiburg kommend in Richtung Haslach, wo sie ins Kinzigtal, Richtung Rottweil, einschwenkt. Der Hugenwaldtunnel selbst liegt noch im Einzugsbereich der Stadt Freiburg.

Von Freiburg bis zum Hugenwaldtunnel ist die B 294 4-streifig ausgebaut. Hinter einer Anschlußstelle und kurz vor dem Tunnel in Fahrtrichtung Elzach erfolgt eine Fahrstreifenreduktion von 2 auf 1 Fahrstreifen. In der Gegenrichtung ist die B 294 bis unmittelbar vor dem Tunnel 3-streifig ausgebaut, so daß auch in Fahrtrichtung Freiburg eine Fahrstreifenreduktion erforderlich ist. Im Tunnel gilt eine Geschwindigkeitsbeschränkung auf 80 km/h. Die Gesamtlänge des Tunnels beträgt 1107 m. Der Querschnitt ist mit einer Fahrbahnbreite von 8,50 m etwas breiter als die üblichen Regelquerschnitte. An 2 Stellen sind Aufweitungen des Querschnitts für Nothaltebuchten vorhanden. In Fahrtrichtung Elzach verläuft die Trasse mit einer spürbaren Steigung von 2,24 %. Im Lageplan ist der Tunnel mit einem minimalen Radius von 1800 m sehr zügig trassiert.

Die vorliegenden Meßdaten stammen von nicht permanent angeschlossenen Doppel-Induktionsschleifen etwa in Tunnelmitte. Dort hatte das Regierungspräsidium Freiburg in der Zeit vom 19. 7. bis 2. 8.1996 ein mobiles Auswertegerät angeschlossen, um die Verkehrsdaten zu erheben. Die auf diese Weise ermittelten Verkehrsstärke-Geschwindigkeits-Beziehungen sind in Anhang B, Abb. B-14 dargestellt. Man erkennt deutlich den Unterschied zwischen den beiden Fahrtrichtungen mit 2,2 % Gefälle bzw. Steigung. Die maximal auftretenden Verkehrsstärken reichen bis 1.300 Kfz/(h*Rtg.) bezogen auf eine Meßintervall von 60 Minuten. Da hier kein Abfall der Leistungsfähigkeit festgestellt werden kann, wird klar, daß die Kapazität *über 1.300 Kfz/(h*Rtg.)* liegt.

Elbtunnel, A 7 Hamburg (Mittelröhre)

Im Normalfall, d.h. wenn alle 3 Röhren des Elbtunnels für den Verkehr geöffnet sind, wird die Mittelröhre im Gegenverkehr betrieben. (Zur Beschreibung des Elbtunnels vgl. Abschnitt 3.3.3.2). Dabei ist die Benutzung der Mittelröhre für Lkw verboten. Insofern stellt die mittlere Röhre einen Extremfall mit besonders günstigen Verkehrsbedingungen dar. Sie wird in erster Linie durch die Fahrzeuge genutzt, die bereits auf der freien Strecke den linken Fahrstreifen befahren haben. Auch ist zu vermuten, daß der Anteil ortskundiger Fahrer hier deutlich höher ist als in den beiden äußeren Tunnelröhren. Diese Tatsache wird auch daran deutlich, daß die

vorgeschriebene Geschwindigkeit von 80 km/h von der überwiegenden Mehrheit der Fahrer deutlich überschritten wird.

Die in 15-Minuten-Intervallen vorliegenden Verkehrsdaten wurden nach dem bereits für den Richtungsverkehr angewendeten Verfahren zu 60-Minuten-Intervallen aggregiert. D.h. es wurden nur solche aufeinanderfolgende Intervalle zusammengefaßt, bei denen die mittleren Geschwindigkeiten nur um maximal 5 km/h voneinander abweichen.

Der Anhang B, Abb. B-15 enthält eine grafische Darstellung der Verkehrsstärke-Geschwindigkeits-Beziehung für die Mittellöhre aus den Intervallen mit dem entsprechenden Betriebszustand. Man erkennt deutlich, daß das Geschwindigkeitsniveau eher einem Tempolimit von 100 km/h entspricht. Selbst bei einer Verkehrsstärke von 1.600 Kfz/(h*Rtg.) wird im Mittel immer noch 80 km/h gefahren. Die Kapazität liegt bei ca. 1.800 Kfz/(h*Rtg.). Dieser Wert stellt somit die maximal erreichbare Kapazität pro Fahrstreifen einer 2-streifig im Gegenverkehr betriebenen Tunnelstrecke mit Überholverbot unter günstigsten Bedingungen dar.

Katschberg, A 10 Österreich

Der Katschbergtunnel liegt ebenso wie der Ofenauer Tunnel im Zuge der Tauernautobahn A 10, jedoch deutlich weiter südlich in Fahrtrichtung Villach und Klagenfurt. Obwohl an einer Autobahn gelegen, verfügt er nur über eine 5439 m lange, im Gegenverkehr betriebene Tunnelöhre. Die Fahrt durch den Scheiteltunnel ist gebührenpflichtig. Die zulässige Geschwindigkeit beträgt 80 km/h. Den österreichischen Regelquerschnitten entsprechend beträgt die Fahrbahnbreite 7,50 m.

Dem Lehrstuhl für Verkehrswesen liegen ausgewertete Verkehrsdaten der österreichischen Dauerzählstelle Nr. 67 (Katschbergtunnel) aus dem Büro Prof. Dr.-Ing. Steierwald in Wien vor. Die Zählstelle liegt am Nordportal des Tunnels in einer Linkskurve. Die Längsneigung an dieser Stelle beträgt 1,5 % in Fahrtrichtung Villach. Die Geschwindigkeiten werden für Pkw und Lkw getrennt erfaßt. Die Strecke ist durch starken Ferienseiteverkehr geprägt. Die Spitzenbelastungen treten an einzelnen Samstagen mit kurzfristigen Werten von 1.500 Fahrzeugen pro Stunde und Richtung auf. Bezogen auf 60-Minuten-Intervalle sind Durchsätze von 1.000 bis 1.200 Kfz/(h*Rtg.) möglich (Anhang B, Abb. B-16). Dabei besteht für die Betreiber die Möglichkeit, den Zufluß zum Tunnel durch entsprechende Steuerungsstrategien auf das vertragliche Maß von 1.200 Fahrzeugen pro Stunde und Richtung zu beschränken.

Bei einer genaueren Untersuchung der Verkehrsdaten des Katschbergtunnels zeigten sich stark schwankende Lkw-Anteile. Die mittleren Lkw-Anteile über den gesamten Meßzeitraum lagen bei rd. 23 % am Tag. Die Spitzenstundenbelastungen treten während der Hauptreisetage auf, d.h. überwiegend an Wochenenden. An diesen Tagen ist der Lkw-Verkehr jedoch deutlich reduziert. Dagegen können an normalen Werktagen mittlere tägliche Lkw-Anteile von bis zu

40 % auftreten. Dadurch verursacht weist das q-v-Diagramm im Bereich kleiner Verkehrsstärken extreme Streuungen auf. Vor diesem Hintergrund wurde das vorhandene, umfangreiche Datenmaterial auf die Wochenenden reduziert. Dadurch werden zwar weiterhin alle Spitzenstundenbelastungen erfaßt, die Streubreite für kleinere Verkehrsstärken konnte jedoch reduziert werden. Die mittleren täglichen Lkw-Anteile verringern sich auf 12 bzw. 14 %. Insgesamt gesehen steht nun ein deutlich homogenerer Datensatz für die nachfolgenden Untersuchungen zur Verfügung.

3.3.3.4 Ergebnisse der Messungen

Die in Anhang B vollständig dargestellten q-v-Diagramme zeigen die Ergebnisse aus insgesamt 5 Reisegeschwindigkeitsmessungen und 11 lokalen Messungen. Je nach verwendetem Meßkonzept wurden die Daten zu unterschiedlichen Intervalllängen aggregiert. Reisegeschwindigkeitsmessungen sind im Richtungsverkehr zu 1-Minuten-Intervallen und im Gegenverkehr zu 5-Minuten-Intervallen zusammengefaßt. Lokal ermittelte Meßdaten sind in 60-Minuten-Intervallen dargestellt.

Die Reihenfolge der Abbildungen entspricht der Auflistung in Tabelle 3-1, Seite 33. Um den einfachen Vergleich zu ermöglichen, wurden alle mehrstreifigen Querschnitte einheitlich bis zu einer Verkehrsstärke von 5.000 Kfz/h, alle 1-streifigen bis zu 2.000 Kfz/h auf der horizontalen Achse skaliert. An der vertikalen Achse ist die mittlere Reise- bzw. lokale Geschwindigkeit bis zu einer Größe von 120 km/h abgetragen.

Die erhobenen Verkehrsdaten der untersuchten Straßentunnel weisen hinsichtlich ihrer Örtlichkeit und der dort angetroffenen Bedingungen große Unterschiede auf. Welche der Einflußfaktoren sich maßgeblich auf das Verkehrsgeschehen auswirken, wird im Rahmen der nachfolgenden statistischen Untersuchungen zu prüfen sein.

Darüber hinaus bestehen Unterschiede konzeptioneller Art, bedingt durch die unterschiedlichen eingesetzten Meßverfahren. Entsprechend den theoretischen Überlegungen in Abschnitt 3.1 kann die mittlere momentane Geschwindigkeit (lokal ermittelt) nur dann ein zuverlässiger Schätzwert für die mittlere Reisegeschwindigkeit sein, wenn Stationarität gegeben ist.

Üblicherweise wird man zur Überprüfung dieser Annahmen parallel ermittelte Daten von lokalen und Reisegeschwindigkeitsmessungen miteinander vergleichen. Im Rahmen der vorliegenden Untersuchung wurde jedoch zugunsten einer größeren Bandbreite an Meßstellen auf mehrfache Messungen an einzelnen Tunneln verzichtet.

Überprüfungen dieser Art sind verschiedentlich von anderen Autoren durchgeführt worden (z.B. Brilon, Weiser, 1997). Es konnten durchweg gute Übereinstimmungen festgestellt werden, oder es lagen plausible Gründe für Abweichungen vor. Daher scheint es vertretbar, an dieser Stelle nur einen stichprobenartigen Vergleich der Messungen am Schemmelsbergtunnel

(Reisegeschwindigkeit) und am Sommerbergtunnel (lokale Messung) vorzunehmen. Beide Tunnel weisen ähnliche Querschnitte und Steigungsverhältnisse auf. Die zulässigen Geschwindigkeiten liegen bei 80 bzw. 70 km/h. Tatsächlich wird jedoch im Sommerbergtunnel bedingt durch fehlende Überholmöglichkeiten im Zulauf deutlich langsamer als 80 km/h gefahren (vgl. Abs. 3.3.3.3). Die resultierenden Meßdaten sind in Abb. 3-9 veranschaulicht.

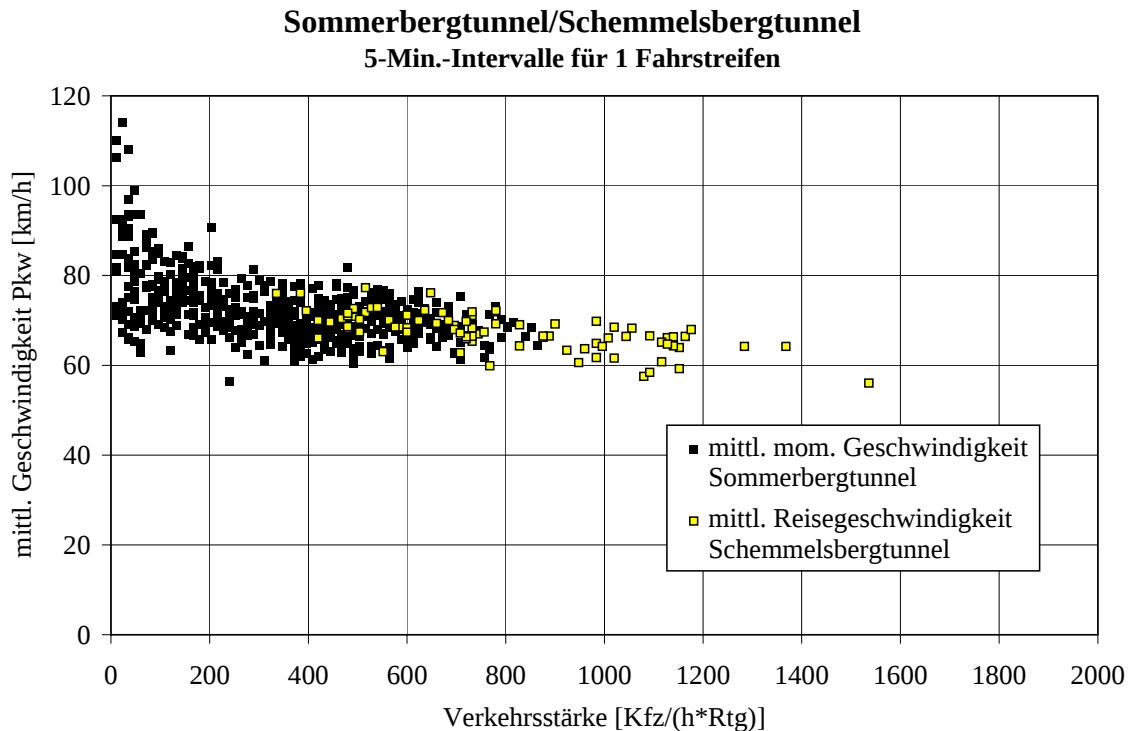


Abb. 3-9: q-v-Diagramm von mittleren momentanen und Reisegeschwindigkeiten am Sommerberg- und Schemmelsbergtunnel

Man erkennt eine im Mittel gute Übereinstimmung des Geschwindigkeitsniveaus in den Tunneln. Dabei weist die deutliche längere lokale Messung größere Streuungen der Werte auf.

3.4 Entwicklung eines Verkehrsflußmodells

Empirische Daten, wie sie durch die zuvor beschriebenen Messungen gewonnen wurden, liefern zunächst nur Wertepaare der untersuchten Kenngrößen. Als Ergebnis lassen sich Punktwolken darstellen, die den Zusammenhang beispielsweise zwischen der Verkehrsstärke und der mittleren Geschwindigkeit bezogen auf die gewählten Intervalle repräsentieren (vgl. Anhang B). Darüber hinaus beschreiben solche Punktwolken lediglich den Verkehrsablauf in einem bestimmten Tunnel, wie er zum Zeitpunkt der Messung vorgefunden wurde.

Mit der Entwicklung eines Verkehrsflußmodells werden daher zwei Ziele verfolgt. Zunächst sollen mit Hilfe geeigneter statistischer Verfahren handhabbare mathematische Funktionen hergeleitet werden, welche die Punktwolken der empirischen Daten einzelner Tunnel mit ausreichender Genauigkeit repräsentieren. Anschließend erfolgt dann der Übergang von der Betrachtung einzelner Tunnel zu einer gemeinsamen Analyse der empirischen Daten aller

Tunnel mit dem Ziel, ein Gesamtmodell für den Verkehrsablauf in Tunneln unter verschiedensten Bedingungen zu entwickeln. Dabei können die für die einzelnen Tunnel entwickelten Modelle wertvolle Hinweise liefern, welcher Modellansatz für das Gesamtmodell geeignet ist. Aus dem Vergleich der Einzelmodelle können dann mögliche Einflußfaktoren für das Gesamtmodell abgeleitet werden.

Die überwiegende Mehrheit der untersuchten Tunnel liefert lediglich Meßdaten aus dem Bereich des freien und teilgebundenen Verkehrs. Vom Elbtunnel, den Tunneln Huttrop und Heslach sowie den beiden österreichischen Tunneln liegen auch Daten aus dem gebundenen Verkehr vor, jedoch nur beim Elbtunnel auch in größerer Anzahl. Es erscheint daher sinnvoll, zunächst eine getrennte Untersuchung der beiden Bereiche (freier und teilgebundener bzw. gebundener Verkehr) vorzunehmen. Diese Vorgehensweise steht im Einklang mit neueren Untersuchungen, die von einer Unterteilung des q-v-Diagramms in zwei Bereiche ausgehen (vgl. Abs. 3.1). Bei den Meßdaten des Elbtunnels wurde eine entsprechende Unterteilung bereits vorgenommen.

Die Betrachtung der ermittelten Punktwolken für die q-v-Beziehung im freien und teilgebundenen Verkehr in Anhang B läßt einen sehr einfachen, annähernd linearen Zusammenhang zwischen den beiden Kenngrößen vermuten. Beim Übergang der Daten vom freien zum teilgebundenen Verkehr ist keine Veränderung des allgemeinen Trends erkennbar. Für die nicht im Detail dargestellten k-v-Beziehungen gelten ähnliche Überlegungen. Die beiden Modellansätze eines linearen q-v-Modells und eines linearen k-v-Modells werden daher nachfolgend untersucht. Es wird unterstellt, daß mindestens eins der beiden Modelle geeignet ist, die empirischen Daten mit ausreichender Genauigkeit zu repräsentieren. Die Anwendung komplizierterer Modelle erscheint angesichts der offenbar sehr einfachen Zusammenhänge im freien und teilgebundenen Verkehr nicht sinnvoll.

Beide Modellansätze sind darüber hinaus als Grundlage für ein zu entwickelndes Gesamtmodell gut geeignet. Auf der Basis eines solchen linearen Zusammenhangs kann dann mit Hilfe der Varianzanalyse die Beeinflussung der Geschwindigkeiten durch weitere Faktoren untersucht werden. Als Ergebnis der Varianzanalyse erhält man eine Schar paralleler Geraden, bei der die Parallelverschiebung durch die als signifikant ermittelten Einflußfaktoren bestimmt wird (vgl. Abs. 3.4.4).

An die Untersuchung des freien und teilgebundenen Verkehrs schließt sich eine separate Analyse des gebundenen Verkehrs an. Dazu sind verschiedene Modelle auf ihre Eignung zu prüfen. Naturgemäß können nur solche Tunnel untersucht werden, aus denen auch entsprechende Daten vorliegen.

Zum Abschluß wird noch die Anwendbarkeit des nicht-linearen k-v-Modells nach van Aerde auf seine Verwendbarkeit für den Verkehrsablauf in Tunneln untersucht. Da es sich hierbei um

ein einteiliges Modell handelt, kommen nur Tunnel mit Meßdaten aus dem gebundenen Verkehr für den Einsatz in Frage.

3.4.1 Grundlagen

Bei den Regressionsanalysen für die Meßdaten der einzelnen Tunnel ergeben sich zwei generelle Probleme, die aus der unterschiedlichen Art der Datenerfassung resultieren:

- Unterschiedliche Bezugsintervalle und
- die Unterscheidung der Geschwindigkeiten nach Fahrzeugarten.

Die lokalen Meßdaten einzelner Tunnel waren nur in 60-Minuten-Intervallen verfügbar. Daher wäre es sinnvoll, im Rahmen dieser Untersuchung einheitlich mit 60-Minuten-Intervallen zu rechnen. Die Aggregation der Daten aus einer 4-stündigen Reisegeschwindigkeitsmessung zu 60-Minuten-Intervalle würde jedoch ein für statistische Zwecke unzureichendes Datenkollektiv ergeben. D.h. zunächst ist eine gemeinsame Untersuchung der lokalen Meßdaten und der bei Reisezeitmessungen erhobenen Daten nicht möglich.

Keller und Sachse (1992) untersuchten u.a. auch den Einfluß der Länge des Bezugsintervalls auf die Geschwindigkeits-Verkehrsstärke-Beziehung. Dazu verwendeten sie einen linearen Regressionsansatz im Bereich des freien und teilgebundenen Verkehrs. Während die Neigungen der Regressionsgeraden sehr ähnliche Werte annahmen, waren bei den Geschwindigkeiten im freien Verkehr v_0 z.T. deutliche Unterschiede erkennbar. Die Ergebnisse variierten jedoch stark. Einige Meßstellen wiesen einen spürbaren Geschwindigkeitssprung von 4 bis 5 km/h zwischen den 1- und 5-Minuten-Intervallen auf. Danach waren die Abweichungen weniger ausgeprägt. Zwischen 5- und 60-Minuten-Intervallen ergaben sich Parallelverschiebungen der Geraden zwischen 0 und 6 km/h. Einen pauschalen Umrechnungsfaktor für q-v-Diagramme aus unterschiedlichen Bezugsintervallen geben die Autoren nicht an. Aus ihren Meßdaten von 1- und 2-bahnigen Bundesstraßen ermitteln sie lediglich einen Faktor zur Umrechnung der Kapazität:

$$q_{60} = 0,84 \cdot q_5 \quad (3-2)$$

Aus dieser Untersuchung läßt sich also keine pragmatische Vorgehensweise herleiten, wie Verkehrsdaten aus unterschiedlich langen Bezugsintervallen gemeinsam analysiert werden können. Zunächst erfolgen daher alle Regressionsanalysen getrennt für die lokalen und die Reisegeschwindigkeitsmessungen.

Bei der Dimensionierung von Straßenverkehrsprojekten wird in Deutschland als Bezugsgröße stets die Geschwindigkeit der Pkws verwendet. Somit sollte diese Größe auch für alle nachfolgenden Berechnungen eingesetzt werden. Bei den lokalen Meßdaten liegen jedoch in einigen Fällen nur Geschwindigkeitswerte für alle Fahrzeuggruppen zusammen vor. Dies gilt für den Elbtunnel und die Tunnel Hörnchenberg und Heslach.

Für die Tunnel mit Gegenverkehr erscheint es vertretbar, diese Unterscheidung zu vernachlässigen. In der Mittlröhre des Elbtunnels gilt bei Gegenverkehr ein generelles Lkw-Fahrverbot, d.h. die Geschwindigkeiten für die Pkw und für alle Kfz sind in diesem Fall identisch. Beim Tunnel Heslach kann hingegen unterstellt werden, daß bei einer Geschwindigkeitsbegrenzung auf 50 km/h keine Unterschiede zwischen Pkw und Lkw zu beobachten sind.

Kritischer stellt sich das Problem für die Tunnel im Richtungsverkehr dar. Da die Pkw-Geschwindigkeiten systematisch über denen für alle Kfz gemittelten Werte liegen, muß hier eine Anpassung der Kfz-Geschwindigkeiten vorgenommen werden. Zu diesem Zweck wurde für die Tunnel Wambel, Ofenauer, Kappelberg und Universität eine Regressionsrechnung durchgeführt. Ziel dieser Berechnungen war es, eine einfache Form der Umrechnung von Kfz-Geschwindigkeiten in Pkw-Geschwindigkeiten in Abhängigkeit von Lkw-Anteil und Verkehrsstärke zu bestimmen. Als Ergebnis der Berechnungen wurde die folgende Gleichung gewählt:

$$v_{m,Pkw} = v_{m,Kfz} \cdot [1 + p_{Lkw} \cdot (a - b \cdot q)] \quad (3-3)$$

mit	v_m	=	mittl. mom. Geschwindigkeit der Pkw bzw. der Kfz	[km/h]
	q	=	Verkehrsstärke aller Kfz	[Kfz/(h*Rtg.)]
	p_{Lkw}	=	Lkw-Anteil	[%]
	a	=	Parameter der Regressionsrechnung = 0,002066	[-]
	b	=	Parameter der Regressionsrechnung = $4,0628 \cdot 10^{-7}$	[h*Rtg./Kfz]

Diese Gleichung liefert mit einem Bestimmtheitsmaß von 0,92 eine gute Anpassung an die vorhandenen Daten. Dabei wird durch den Aufbau der Gleichung gewährleistet, daß bei einem Lkw-Anteil von 0 % die Pkw-Geschwindigkeit gleich der Kfz-Geschwindigkeit ist. Je höher der Lkw-Anteil, um so größer werden die Differenzen zwischen den beiden Geschwindigkeiten. Dieser Effekt ist bei niedrigen Verkehrsstärken stärker ausgeprägt als bei hohen.

Mit Hilfe von Gleichung (3-3) wurden die Geschwindigkeiten des Elbtunnels (Richtungsverkehr) und des Tunnels Hörnchenberg umgerechnet. Damit stehen für die nachfolgenden Regressionsrechnungen für alle Tunnel einheitlich mittlere momentane Geschwindigkeiten der Pkws zu Verfügung. Für die betroffenen Tunnel bedeutet diese Vorgehensweise, daß die mittleren Pkw-Geschwindigkeiten stärker mit der Verkehrsstärke abnehmen als die Kfz-Geschwindigkeiten (vgl. Anhang B). Dieser Effekt entsteht durch die Art der Umrechnung in Abhängigkeit von der Verkehrsstärke vom Lkw-Anteil. Hohe Lkw-Anteile treten systematisch bei niedrigen Verkehrsstärken auf.

3.4.2 Lineare q-v-Modelle für einzelne Tunnel (freier und teilgebundener Verkehr)

Im Hinblick auf den späteren Einsatz der q-v-Diagramme für Straßentunnel in der Praxis stellt eine lineare q-v-Beziehung den denkbar einfachsten Modellansatz dar. Tatsächlich werden

jedoch Modelle für die q-v-Beziehung deutlich seltener eingesetzt als k-v-Modelle. Ihr Nachteil besteht darin, daß eine eindeutige Darstellung der Geschwindigkeit v als Funktion der Verkehrsstärke q nicht möglich ist, wenn der gesamte Bereich des q-v-Diagramms betrachtet wird. Jeder Verkehrsstärke müßte je eine Geschwindigkeit im freien und im gebundenen Verkehr zugeordnet werden. Eine Schätzung der Kapazität der Strecke mit Hilfe dieses Modells ist nicht möglich. Das Modell ist ausschließlich zur Beschreibung eines Teilbereiches - in diesem Fall des freien und teilgebundenen Verkehrs - verwendbar:

$$v = a - b \cdot q \quad (3-4)$$

mit v = mittl. Reisegeschwindigkeit bzw.
 mittl. mom. Geschwindigkeit der Pkw [km/h]
 q = Verkehrsstärke aller Kfz [Kfz/(h*Rtg.)]
 a = Konstante der Regressionsrechnung = v_0 [km/h]
 b = Koeffizient der Regressionsrechnung [-]

Die Anpassung des Modells an die empirischen Daten erfolgt mit Hilfe der üblichen Regressionstechnik. Als Maß für die Güte des Modells wird der *Standardfehler der Schätzung* verwendet:

$$s^2 = \frac{1}{n-2} \cdot \sum (y - \hat{y})^2 \quad (3-5)$$

mit s = Standardfehler
 y = empirischer Wert
 $\hat{y}$ = berechneter Wert
 n = Anzahl der Werte (Stichprobenumfang)
 2 = Anzahl der Freiheitsgrade = Anzahl der Modellparameter

Bei der Beurteilung ist zu berücksichtigen, daß ein direkter Vergleich von Standardfehlern im q-v-Diagramm und im k-v-Diagramm nicht möglich ist. Deshalb werden für alle folgenden Regressionen stets beide Standardfehler, bezeichnet mit $s(q)$ und $s(k)$, angegeben. Für die zu untersuchende Fragestellung ist der Standardfehler im q-v-Diagramm der maßgebende.

Für die Berechnungen werden nur Meßdaten aus dem Bereich des freien und des teilgebundenen Verkehrs verwendet. Die Trennung der Daten des gebundenen Verkehrs erfolgt anhand der Verkehrsdichte.

Die Ergebnisse der Regressionsrechnungen werden nachfolgend für mehrstreifige Richtungsverkehrstunnel und Tunnel mit einem Fahrstreifen je Richtung getrennt beschrieben.

Mehrstreifige Tunnel im Richtungsverkehr

In den Abb. 3-10 und Abb. 3-11 sind die q-v-Diagramme des linearen q-v-Modells im Richtungsverkehr dargestellt. Wenn bei einem Tunnel Daten aus beiden Fahrtrichtungen vorhanden waren, wurden auch getrennte Regressionsgeraden ermittelt. Nur wenn im Diagramm eine optische Unterscheidung nicht mehr möglich war, wurde auf eine getrennte Darstellung verzichtet (Ofenauer Tunnel und Elbtunnel).

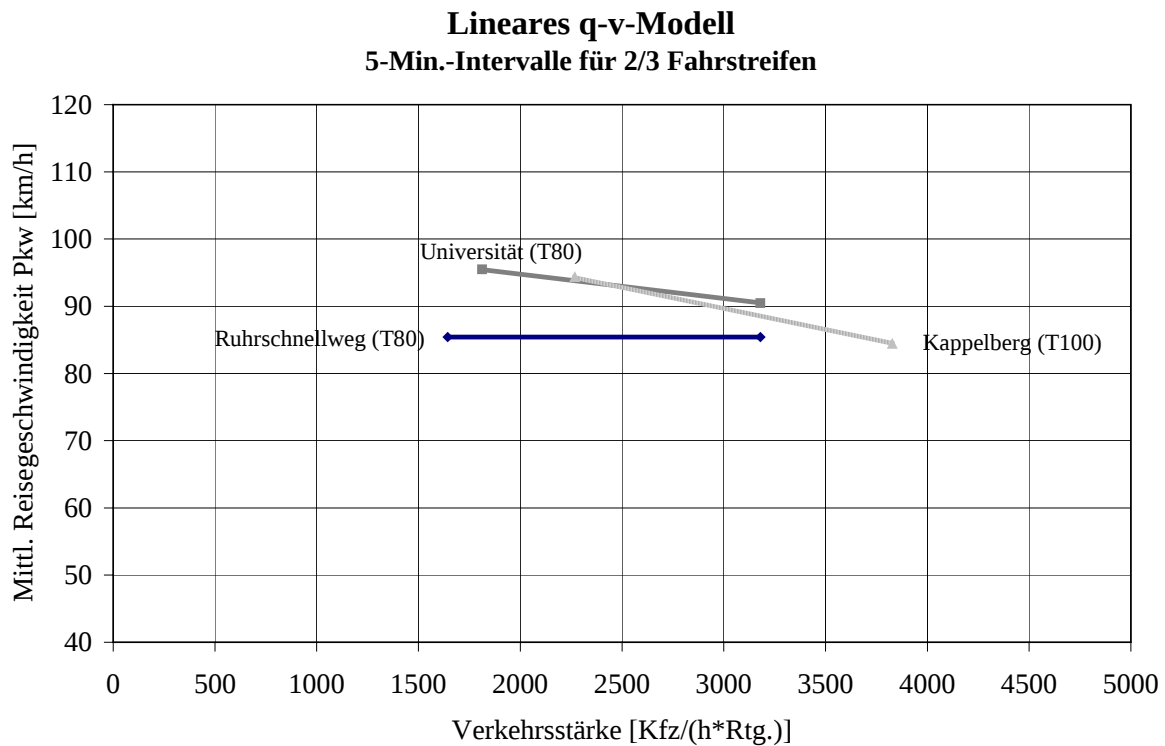


Abb. 3-10: q-v-Diagramm für einzelne Tunnel (Richtungsverkehr) auf Basis des linearen q-v-Modells (5-Minuten-Intervalle)

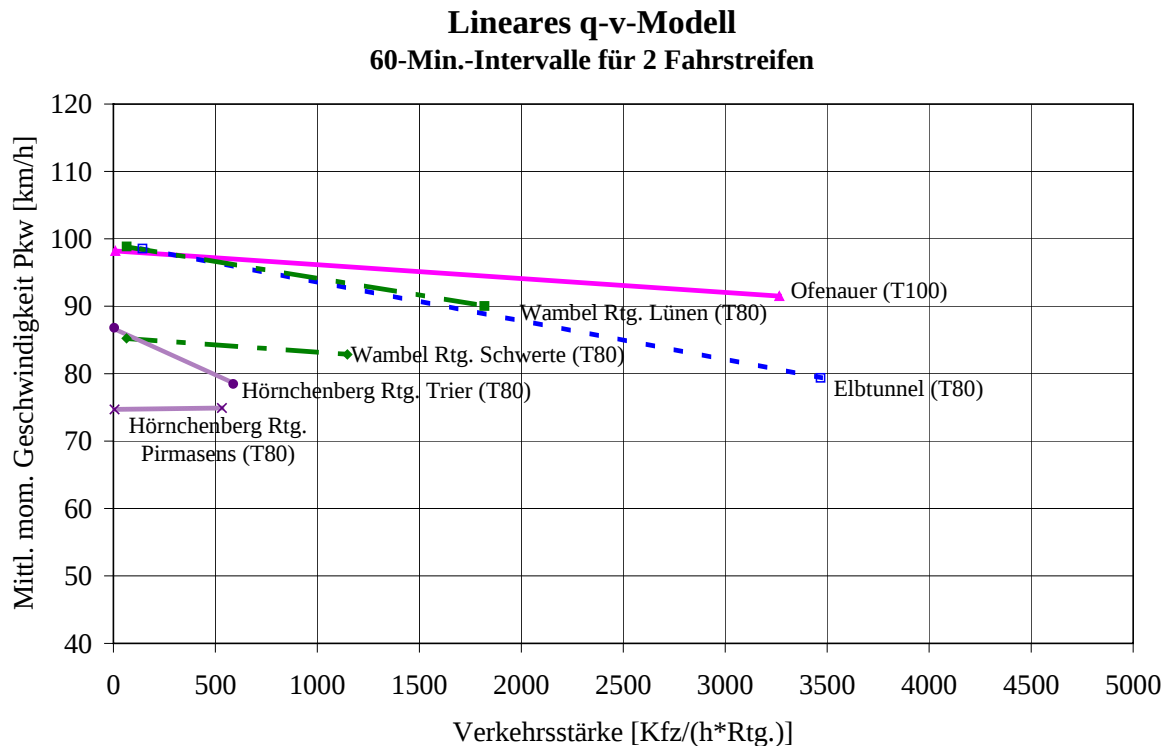


Abb. 3-11: q-v-Diagramm für einzelne Tunnel (Richtungsverkehr) auf Basis des linearen q-v-Modells (60-Minuten-Intervalle)

Wie man deutlich erkennt, liegen die Geraden überwiegend über 80 km/h. Deutliche Unterschiede zwischen den mit 100 km/h (Kappelberg und Ofenauer Tunnel) und den mit 80 km/h beschilderten Strecken sind nicht zu erkennen. Beim Vergleich der Reisegeschwindigkeitsmessungen bestätigt sich die bereits im Rahmen der Messung aufgekommen Vermutung, daß die Geschwindigkeiten im Ruhrschnellwegtunnel außergewöhnlich niedrig liegen (vgl. Abs. 3.3.3.2). Auch der horizontale Verlauf der Kurve ist untypisch.

Eine weitere Besonderheit ist das niedrige Geschwindigkeitsniveau im Tunnel Wambel in Fahrtrichtung Schwerte. Trotz etwa mit dem Elbtunnel vergleichbarer Steigungsverhältnisse und Lkw-Anteile liegen die Geschwindigkeiten um 5 bis 10 km/h niedriger. Eine mögliche Ursache ist die kurz hinter dem Tunnel liegende Anschlußstelle zur Bundesstraße B 1, an der die meisten Fahrzeuge die Strecke verlassen.

Auffällig langsam wird auch im Hörnchenbergtunnel gefahren. Dabei ist jedoch zu beachten, daß der Tunnel im Bereich einer Steigung von fast 4 % in Fahrtrichtung Pirmasens liegt. Darüber hinaus beträgt der mittlere tägliche Lkw-Anteil rund 25 % in beiden Richtungen.

Die Parameter aller Regressionsgeraden sind in Tabelle 3-1 zusammengefaßt. Die Standardfehler der Schätzung nehmen mit maximal knapp 6 km/h recht niedrige Werte an.

Tunnel	Richtung	Geltungsbereich des Modells		Modellparameter		Standardfehler		Anzahl der Werte
		min q empir [Kfz/h]	max q empir [Kfz/h]	a [km/h]	b [km]	s(k) [km/h]	s(q) [km/h]	
5-Minuten-Intervalle								
Universität	Neuss	1812	3180	102,11	0,004	1,69	1,85	46
Kappelberg	Waiblingen	2268	3828	108,81	0,006	1,23	1,52	21
Ruhrschnellweg	Dortmund	1644	3180	85,41	0	2,47	2,47	46
60-Minuten-Intervalle								
Wambel	Schwerte	64	1147	85,39	0,002	3,72	3,76	73
	Lünen	65	1819	99,18	0,005	2,29	2,37	152
Hörnchenberg	Pirmasens	6	532	74,70	-0,004	3,87	3,87	1161
	Trier	4	588	86,86	0,014	4,41	4,46	1165
Elbtunnel	Norden	202	3468	99,36	0,006	2,64	2,85	1422
	Süden	143	3223	99,40	0,006	2,09	2,26	1462
Ofenauer Tunnel	Salzburg	10	3227	98,01	0,002	5,74	5,84	4669
	Villach	15	3265	98,49	0,002	5,24	5,32	4151

Tabelle 3-2: Lineares q-v-Modell für Tunnel mit 2-3 Fahrstreifen je Richtung

Tunnel mit 1 Fahrstreifen je Richtung

Von Tunneln mit Gegenverkehr lagen mehr Daten vor als von solchen mit Richtungsverkehr. Die Ergebnisse der Regressionsrechnung für den Gegenverkehr sind in Abb. 3-12 und Abb. 3-13 dargestellt:

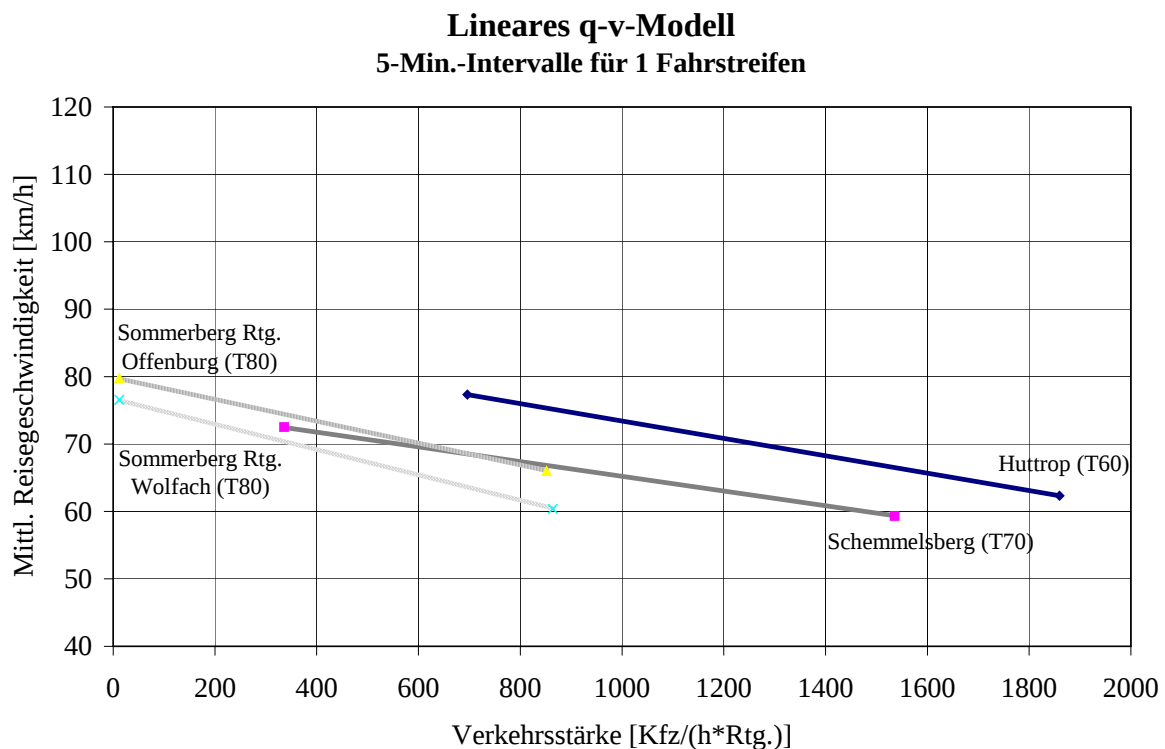


Abb. 3-12: q-v-Diagramm für einzelne Tunnel (1 Fahrstreifen) auf Basis des linearen q-v-Modells (5-Minuten-Intervalle)

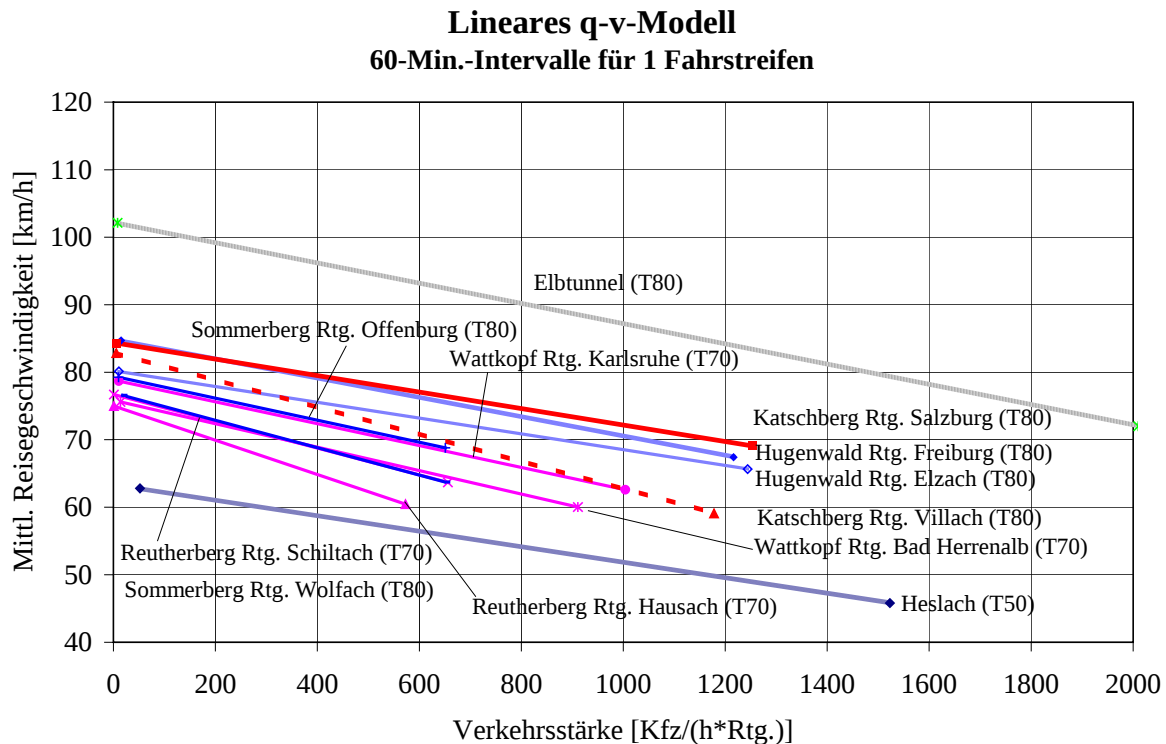


Abb. 3-13: q-v-Diagramm für einzelne Tunnel (1 Fahrstreifen) auf Basis des linearen q-v-Modells (60-Minuten-Intervalle)

Bei der Darstellung in 5-Minuten-Intervallen (Abb. 3-12) fällt der Tunnel Huttrop auf. Als einziger Tunnel mit Richtungsverkehr weist er ein insgesamt deutlich überhöhtes Geschwindigkeitsniveau auf. Das Fahrverhalten entspricht wohl eher einer Geschwindigkeitsbeschränkung auf 80 km/h denn auf 60 km/h. Aufgrund dieser Abweichung und der besonderen örtlichen Gegebenheiten wird dieser Tunnel im Gesamtmodell nicht berücksichtigt werden.

Eine besondere Rolle bei den Daten in 60-Minuten-Intervallen (Abb. 3-13) spielt der Elbtunnel (Mittelröhre). Aufgrund der besonderen Lage, Fahrerpopulation und Verkehrszusammensetzung repräsentieren die erhobenen Daten tatsächlich eher einen außergewöhnlichen Verkehrsablauf, der nicht auf andere 1-bahnige Tunnel mit Gegenverkehr übertragen werden kann.

Einige Tunnel wie z.B. der Katschbergtunnel in Richtung Salzburg, der Hugewaldtunnel und der Tunnel Heslach weisen einen nahezu parallelen Verlauf der Regressionsgeraden auf. Auch hier herrschen offenbar für den Verkehrsablauf günstige Bedingungen vor. Alle anderen Regressionsgeraden sind stärker geneigt.

Des weiteren fällt auf, daß es Überschneidungen zwischen den mit 70 km/h und den mit 80 km/h beschilderten Tunneln gibt. Mögliche Einflußfaktoren sind dabei die Steigungsverhältnisse, Lkw-Anteile oder fehlende Überholmöglichkeiten.

Die wesentlichen Parameter der Regressionen sind in Tabelle 3-3 zusammengefaßt.

Tunnel	Richtung	Geltungsbereich des Modells		Modellparameter		Standardfehler		Anzahl der Werte
		min q empir [Kfz/h]	max q empir [Kfz/h]	a [km/h]	b [km]	s(k) [km/h]	s(q) [km/h]	
5-Minuten-Intervalle								
Huttnrop	Dortmund	696	1860	86,32	0,013	2,19	2,64	10
Schemmelsberg	beide	336	1536	76,23	0,011	2,72	3,08	85
Sommerberg	Wolfach	12	864	76,78	0,019	5,54	5,81	298
	Offenburg	12	852	79,93	0,016	5,74	5,92	297
60-Minuten-Intervalle								
Heslach	Innenstadt Vaihingen	52	1433	64,16	0,012	1,92	2,40	147
		67	1523	62,59	0,011	2,31	2,66	164
Wattkopf	Bad Herrenalb Karlsruhe	14	911	75,83	0,017	2,83	3,04	94
		11	1004	78,88	0,016	3,62	3,86	95
Reutherberg	Schiltach Hausach	1	573	75,01	0,025	4,09	4,18	789
		1	656	76,72	0,020	4,81	4,86	783
Sommerberg	Wolfach Offenburg	18	651	76,94	0,020	3,20	3,38	26
		10	651	79,43	0,016	2,98	3,13	26
Hugenwald	Elzach Freiburg	11	1244	80,27	0,012	1,72	1,81	307
		15	1216	84,90	0,014	2,84	2,99	308
Elbtunnel	Norden Süden	10	2010	103,09	0,016	3,24	3,67	3037
		8	1842	101,37	0,014	3,28	3,72	2906
Katschberg	Salzburg Villach	7	1253	84,41	0,012	4,11	4,28	1404
		6	1178	82,95	0,020	4,24	4,65	1390

Tabelle 3-3: Lineares q-v-Modell für 1 Fahrstreifen je Richtung

3.4.3 Lineare k-v-Modelle für einzelne Tunnel (freier und teilgebundener Verkehr)

Das lineare k-v-Modell ist das älteste und erste Modell, welches zur Beschreibung des Verkehrsflusses verwendet wurde. Es wurde erstmals von Greenshields (1935) eingesetzt.

$$v = a - b \cdot k \quad (3-6)$$

mit v = mittl. Reisegeschwindigkeit bzw. mittl. mom. Geschwindigkeit der Pkw [km/h]

k = Verkehrsdichte über alle Fahrstreifen [Kfz/(km*Rtg.)]

a = Konstante der Regressionsrechnung = v_0 [km/h]

b = Koeffizient der Regressionsrechnung [-]

Daraus resultiert im q-v-Diagramm eine quadratische Parabel der Form:

$$v^2 - a \cdot v + b \cdot q = 0 \quad (3-7)$$

Aus Gründen der Vergleichbarkeit werden wie beim linearen q-v-Modell (Abs. 3.4.2) nur Datensätze aus dem freien und teilgebundenen Bereich verwendet.

Mehrstreifige Tunnel im Richtungsverkehr

Bei der Betrachtung der Regressionsergebnisse für den Richtungsverkehr im q-v-Diagramm (Abb. 3-14 und Abb. 3-15) fällt sofort auf, daß die Form der quadratischen Parabel praktisch nicht erkennbar ist. Die Ergebnisse des linearen k-v-Modells weisen sehr große Ähnlichkeiten mit denen des linearen q-v-Modells auf. Die zuvor beschriebenen Besonderheiten einzelner Tunnel spiegeln sich in diesem Modell in gleicher Weise wider.

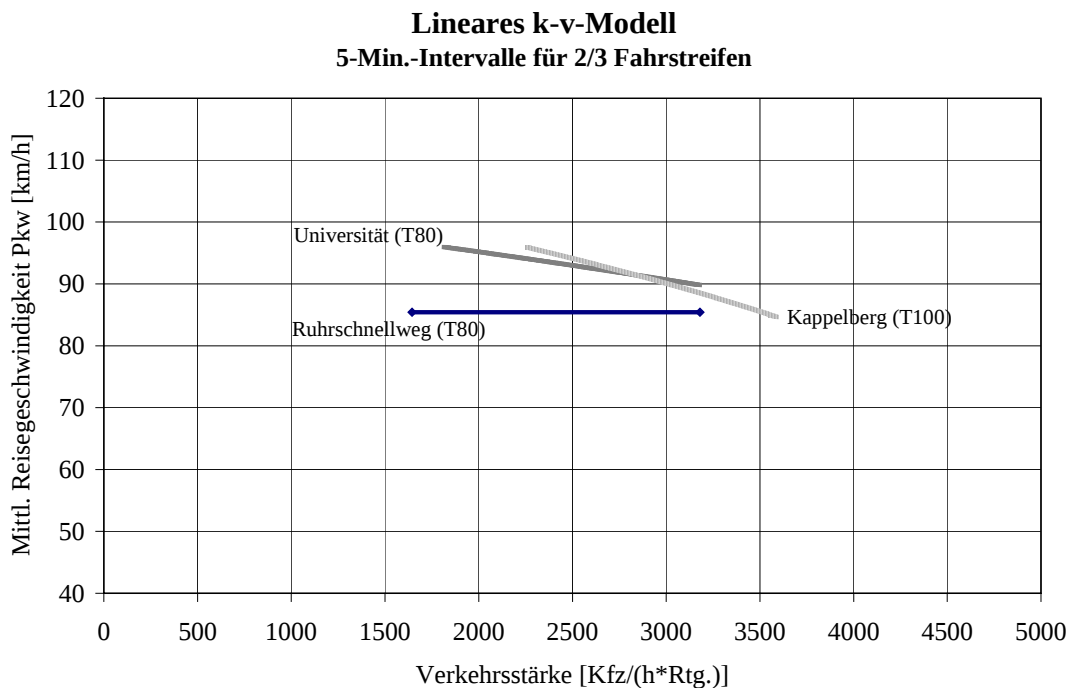


Abb. 3-14: q-v-Diagramm für einzelne Tunnel (Richtungsverkehr) auf Basis des linearen k-v-Modells (5-Minuten-Intervalle)

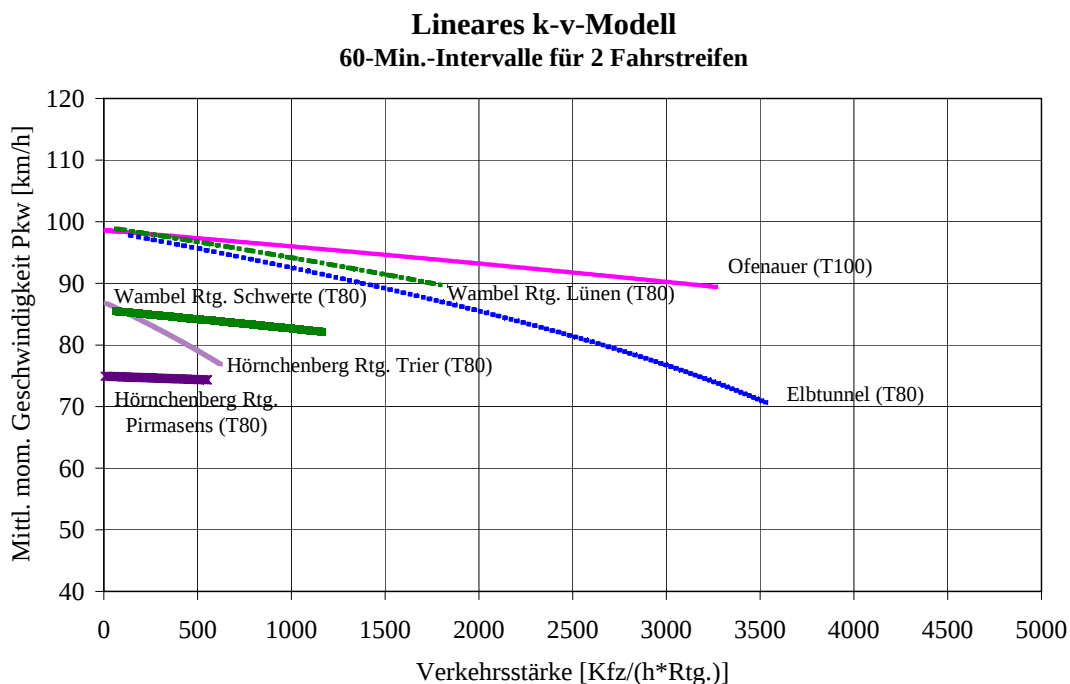


Abb. 3-15: q-v-Diagramm für einzelne Tunnel (Richtungsverkehr) auf Basis des linearen k-v-Modells (60-Minuten-Intervalle)

Auch ein Vergleich der Modellparameter anhand der Tabellenwerte (Tabelle 3-4) zeigt, wie gering die Unterschiede zwischen den Modellen tatsächlich sind. Die Standardfehler der Schätzung unterscheiden sich praktisch nur im Bereich der zweiten Nachkommastelle.

Tunnel	Richtung	Geltungsbereich des Modells				Modell- parameter		Standard- fehler		Anzahl der Werte
		min k empir [Kfz/ km]	max k empir [Kfz/ km]	min q empir [Kfz/h]	max q empir [Kfz/h]	a [km/h]	b [km]	s(k) [km/h]	s(q) [km/h]	
5-Minuten-Intervalle										
Universität	Neuss	18,13	35,16	1812	3180	103,03	0,373	1,68	1,88	46
Kappelberg	Waiblingen	23,57	41,94	2268	3588	104,64	0,449	1,24	1,62	21
Ruhrschnellweg	Dortmund	19,27	36,41	1644	3180	85,41	0	2,47	2,47	46
60-Minuten-Intervalle										
Wambel	Schwerte	0,77	14,15	64	1147	85,65	0,247	3,72	3,76	73
	Lünen	0,67	19,97	65	1819	99,18	0,471	2,30	2,39	152
Hörnchenberg	Pirmasens	0,08	7,42	6	532	74,83	0,080	3,87	3,87	1161
	Trier	0,04	8,1	4	588	87,96	1,247	4,41	4,47	1165
Elbtunnel	Norden	2,02	46,02	202	3468	99,02	0,507	2,59	2,80	1422
	Süden	1,43	40,78	143	3075	99,16	0,482	2,02	2,19	1462
Ofenauer Tunnel	Salzburg	0,1	45,97	10	3227	98,41	0,239	5,63	5,71	4669
	Villach	0,15	42,06	15	3265	98,88	0,268	5,23	5,32	4151

Tabelle 3-4: Lineares k-v-Modell für Tunnel mit 2-3 Fahrstreifen je Richtung

Ein möglicher Vorteil des linearen k-v-Modell gegenüber dem linearen q-v-Modell könnte in der Möglichkeit liegen, die Kapazität C aus empirischen Daten zu schätzen. Sie ergibt sich als Scheitel der Parabel zu

$$C_{theor.} = \frac{a^2}{4 \cdot b} \quad (3-8)$$

Alle Erfahrung spricht jedoch dafür, daß beim Fehlen eines erkennbaren Geschwindigkeitseinbruchs eine derartige Extrapolation der Meßwerte nicht zu sinnvollen Ergebnissen führt. Im vorliegenden Fall liegen die so ermittelten Kapazitäten mit Ausnahme des Hörnchenbergtunnels bei 5.000 Fahrzeugen pro Stunde und darüber.

Brilon und Ponzlet (1996) wendeten das lineare k-v-Modell nur auf den teilgebundenen Verkehr an, um daraus die Kapazität zu schätzen. Die Unterteilung der Daten erfolgte bei 1.500 Kfz/h für 2-streifige Richtungsfahrbahnen und bei 2.000 Kfz/h für 3-streifige Richtungsfahrbahnen. In diesem Bereich wurde ein Knickpunkt in der k-v-Beziehung unterstellt. Diese Methode wurde exemplarisch an den Gesamtdaten des Elbtunnels (beide Fahrtrichtungen zusammen) getestet. Zunächst wurde auch die Lage des Knickpunktes mit in die Parameterbestimmung durch die Optimierung einbezogen. Dadurch reduzierte sich der Standardfehler von ursprünglich 2,52 auf

2,45 km/h im q-v-Diagramm. Die Optimierung ermittelte den Knickpunkt bei 1.976 Kfz/h. Setzt man den Knickpunkt - wie von Brilon, Ponzlet vorgeschlagen - bei 1.500 Kfz/h an, steigt der Standardfehler nur marginal. Es ergibt sich nach Gleichung (3-8) eine Kapazität von 3.779 Kfz/h bezogen auf beide Richtungen. Angesichts einer Datenbasis, welche die Verkehrsdaten eines ganzen Jahres umfaßt, ist der empirische Wert von 3.593 Kfz/h (Maximalwert einer Röhre einschließlich der Daten bei geöffneter Mittellröhre / 3-streifiger Betrieb, s. S. 38 ff) in jedem Fall als realistisch anzusehen.

Als Ergebnis muß also festgestellt werden, daß im Rahmen dieser Untersuchung eine Schätzung der Kapazitäten der Tunnel mit Hilfe des linearen k-v-Modells nicht möglich ist. Somit bietet dieses Modell zumindest für den Richtungsverkehr keinerlei Vorteile gegenüber dem linearen q-v-Ansatz.

Tunnel mit 1 Fahrstreifen je Richtung

Obwohl das lineare k-v-Modell für den Richtungsverkehr in Tunneln nicht überzeugen konnte, soll nachfolgend seine Anwendbarkeit für den Gegenverkehr überprüft werden. Die Erfahrungen zeigen, daß bei Gegenverkehr häufig andere Modell besser geeignet sind als im Richtungsverkehr.

Tatsächlich tritt bei der Darstellung der Regressionskurven im q-v-Diagramm (Abb. 3-16 und Abb. 3-17) der parabelförmige Verlauf deutlicher in Erscheinung. Dies gilt sowohl für die Kurven, welche über einen großen Bereich der Verkehrsstärke reichen, als auch für die Tunnel mit einem starken Abfall der Geschwindigkeiten mit der Verkehrsstärke.

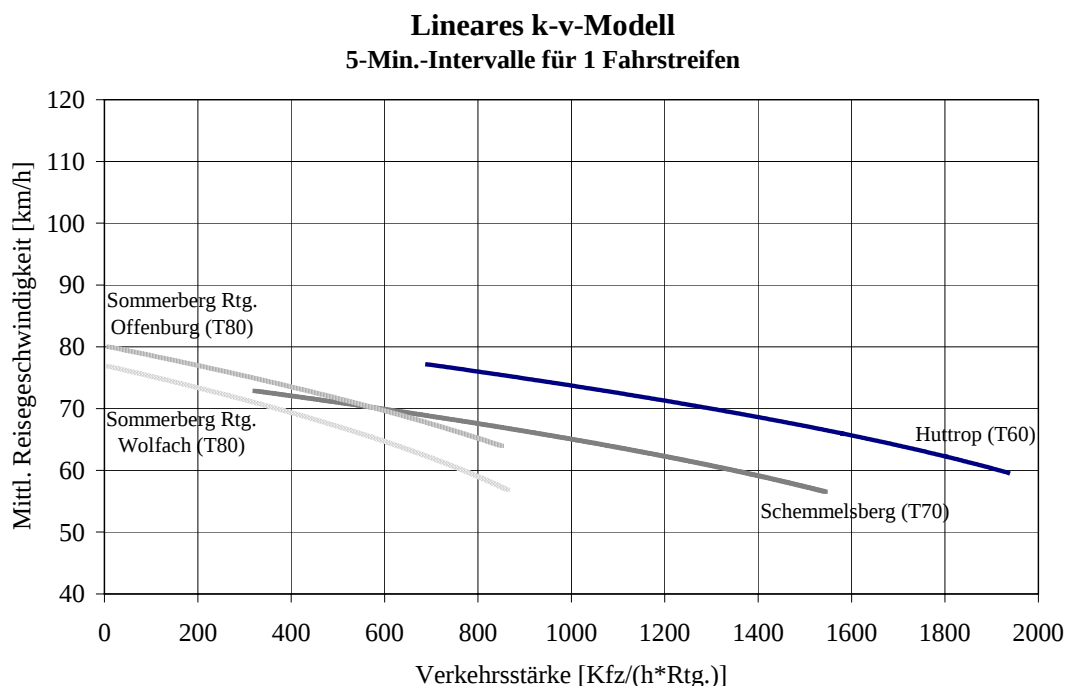


Abb. 3-16: q-v-Diagramm für einzelne Tunnel (1 Fahrstreifen) auf Basis des linearen k-v-Modells (5-Minuten-Intervalle)

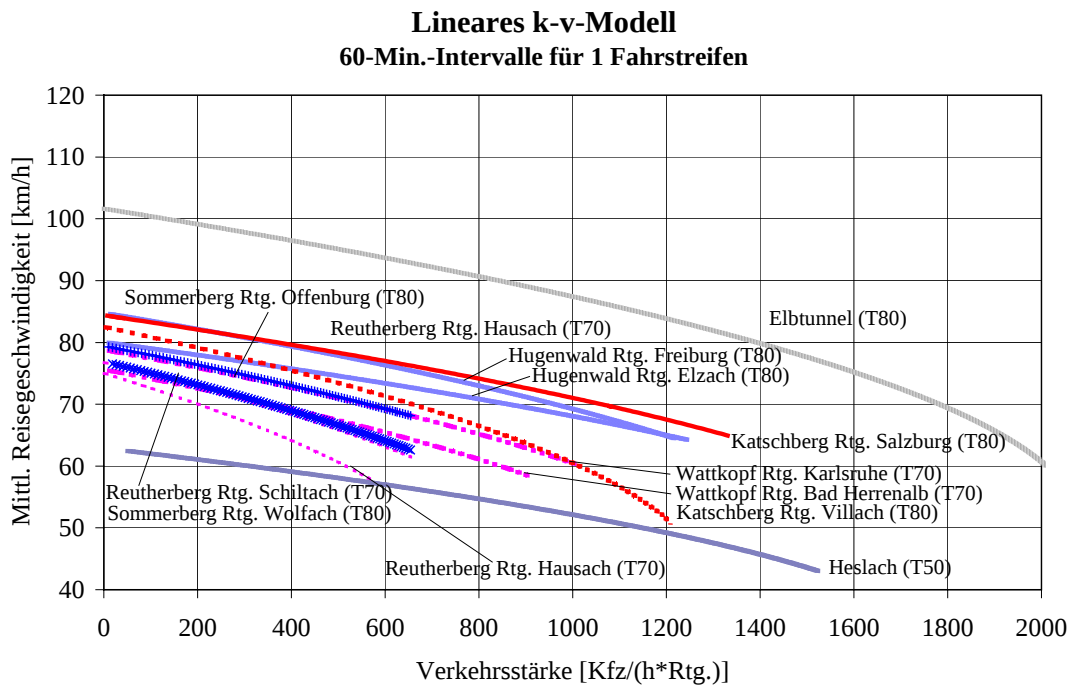


Abb. 3-17: q-v-Diagramm für einzelne Tunnel (1 Fahrstreifen) auf Basis des linearen k-v-Modells (60-Minuten-Intervalle)

Tunnel	Richtung	Geltungsbereich des Modells				Kapa- zität C theor. [Kfz/h]	Modell- parameter		Standard- fehler		Anzahl der Werte
		min k empir [Kfz/ km]	max k empir [Kfz/ km]	min q empir [Kfz/h]	max q empir [Kfz/h]		a [km/h]	b [km]	s(k) [km/h]	s(q) [km/h]	
5-Minuten-Intervalle											
Huttrup	Dortmund	8,96	29,43	696	1860	2354	83,85	0,747	2,26	2,78	10
Schemmelsberg	beide	4,42	27,41	336	1536	2025	76,02	0,713	2,70	3,12	85
Sommerberg	Wolfach	0,10	13,40	12	864	1117	77,00	1,327	5,61	5,97	298
	Offenburg	0,11	12,43	12	852	1319	80,15	1,218	5,75	5,97	297
60-Minuten-Intervalle											
Heslach	Innenstadt Vaihingen	0,81	34,47	52	1433	1763	63,70	0,589	1,86	2,44	147
		1,03	34,85	67	1523	1815	62,08	0,531	2,42	2,89	164
Wattkopf	Bad Herrenalb Karlsruhe	0,15	14,45	14	911	1290	75,62	1,108	2,98	3,28	94
		0,14	14,81	11	1004	1399	78,81	1,110	3,80	4,18	95
Reutherberg	Schiltach Hausach	0,01	8,51	1	573	806	75,01	1,744	4,11	4,23	789
		0,01	9,83	1	656	1028	76,75	1,433	4,82	4,87	783
Sommerberg	Wolfach Offenburg	0,24	9,69	18	651	1083	76,87	1,364	3,30	3,54	26
		0,13	9,03	10	651	1343	79,44	1,175	3,01	3,19	26
Hugenwald	Elzach Freiburg	0,13	18,99	11	1244	1964	80,06	0,816	1,80	1,91	307
		0,16	16,81	15	1216	1672	84,77	1,075	2,95	3,19	308
Elbtunnel	Norden Süden	0,09	27,94	10	2010	1775	102,27	1,276	3,43	4,05	3037
		0,07	24,63	8	1842	1757	100,94	1,205	3,35	3,89	2906
Katschberg	Salzburg Villach	0,09	19,16	7	1253	1582	84,39	0,949	4,30	4,12	1404
		0,07	22,77	6	1178	1224	82,52	1,331	4,09	4,54	1390

Tabelle 3-5: Lineares k-v-Modell für Tunnel mit 1 Fahrstreifen je Richtung

Aber auch im Gegenverkehr liefert der Vergleich der Regressionsparameter in Tabelle 3-5 mit den Werten des linearen q-v-Modells in Tabelle 3-3 keine eindeutige Tendenz. Die Unterschiede bei den Standardfehlern sind insgesamt eher gering. Jedes Modell kann sich im Einzelfall etwas besser eignen als das jeweils andere.

Die Schätzung der theoretischen Kapazitäten mit Hilfe des linearen k-v-Modells im Gegenverkehr nach Gleichung (3-8) liefert realistischere Werte als im Richtungsverkehr. Diese sind daher den maximalen empirischen Verkehrsstärken in Tabelle 3-5 gegenübergestellt.

3.4.4 Lineares q-v-Gesamtmodell (freier und teilgebundener Verkehr)/Varianzanalyse

Die Varianzanalyse ist ein mathematisches Verfahren, mit dessen Hilfe die Einflüsse bestimmter Faktoren auf eine abhängige Größe überprüft werden können. Im zu untersuchenden Modell ist die Geschwindigkeit die abhängige Größe. Mögliche Einflußfaktoren können beispielsweise Trassierungsparameter oder Lkw-Anteile sein. Dabei ist zu berücksichtigen, daß die Einflußfaktoren für das Modell nominalskaliert sein müssen. Weitere intervallskalierte Variablen, denen ein Einfluß zugeschrieben wird, können als Kovariaten in das Modell eingehen. Im Fall eines linearen q-v-Modells ist dies die Verkehrsstärke. Darüber hinaus kann beispielsweise auch der Lkw-Anteil des jeweiligen Intervalls berücksichtigt werden. Welche Faktoren einer Prüfung unterzogen werden sollten, wird im nachfolgenden Kapitel diskutiert.

3.4.4.1 Mögliche Einflußgrößen

Die Entwicklung von Verkehrsflußmodellen dient unter anderem der Bereitstellung von Prognosehilfsmitteln für der Planung von Straßenverkehrsprojekten. Dabei ist es wünschenswert, alle Besonderheiten der geplanten Strecke berücksichtigen zu können, soweit sie für den Verkehrsablauf von Bedeutung sind. Demgegenüber setzen differenzierte Verkehrsflußmodelle eine entsprechend umfangreiche Menge empirischer Daten voraus. Anhand der vorhandenen Datenbasis ist mit Hilfe statistischer Verfahren eine Überprüfung der angenommenen Einflußfaktoren auf Signifikanz vorzunehmen. Nachfolgend werden Faktoren zusammengestellt, die einen Einfluß auf den Verkehrsablauf im Tunnel vermuten lassen. Dabei ist in jedem Einzelfall zu prüfen, ob das vorliegende Datenmaterial eine Analyse dieser Faktoren zuläßt.

Verkehrsführung und Anzahl der Fahrstreifen

Die Anzahl der Fahrstreifen und die Art der Verkehrsführung stehen zueinander in einem engen Zusammenhang. Bei geringen Verkehrsstärken ist oft ein Fahrstreifen pro Fahrtrichtung ausreichend. Beide Richtungen können gemeinsam durch eine 2-streifige Tunnelröhre geführt werden (Gegenverkehr). An dieser Stelle kommt eine Besonderheit von Tunnelstrecken zum Tragen: Da in Tunneln mit Gegenverkehr grundsätzlich Überholverbot angeordnet wird, können

beide Richtung rechnerisch als voneinander unabhängig betrachtet werden. Das Fahrverhalten der einzelnen Fahrzeugführer wird dagegen sehr wohl durch den Gegenverkehr beeinflusst.

Mit wachsender Verkehrsstärke werden 2 und mehr Fahrstreifen je Richtung erforderlich. Aus Gründen der Verkehrssicherheit und aus baulichen Gründen (je nach Bauverfahren ist der maximale Tunnelquerschnitt beschränkt) erfolgt häufig eine Trennung der beiden Richtungen (Richtungsverkehr). Beide Fahrtrichtungen werden voneinander unabhängig durch verschiedene Tunnelröhren geführt.

Aufgrund dieser Überlegungen sind die untersuchten Tunnel in 3 Gruppen zu unterteilen:

- | | |
|--|-----------|
| • 3 Fahrstreifen (Richtungsverkehr): | 1 Tunnel, |
| • 2 Fahrstreifen (Richtungsverkehr): | 6 Tunnel, |
| • 1 Fahrstreifen (Gegenverkehr, Ausnahme Tunnel Huttrop) | 9 Tunnel. |

In der Praxis sind anhand der Meßdaten einer einzigen 3-streifigen Tunnelröhre (4-stündige Reisegeschwindigkeitsmessung) keine repräsentativen Aussagen möglich. Daher werden nachfolgend die beiden ersten Gruppen zu einer Gruppe Richtungsverkehr zusammengefaßt. Dabei wird unterstellt, daß bei 2- und 3-streifigen Querschnitten im Richtungsverkehr zwar nicht die Kapazitäten, aber zumindest das Geschwindigkeitsniveau in Abhängigkeit von der Verkehrsstärke vergleichbar ist. Ohne diese Vereinfachung sind mit Hilfe des vorliegenden Datenmaterials keine Aussagen über 3-streifige Tunnel im Richtungsverkehr möglich. Alle nachfolgend diskutierten Einflußfaktoren dienen einer weiteren Unterteilung innerhalb dieser beiden Hauptgruppen. In jede dieser Gruppen gehen die beiden Fahrtrichtungen der Tunnel als voneinander unabhängige, getrennte Datenfelder ein.

Tunnelquerschnitt

Die in der Praxis eingesetzten Verkehrsflußmodelle für die freie Strecke unterscheiden in der Regel nicht mehr nach der Breite des Querschnitts, wenn die Anzahl der Fahrstreifen bereits festgelegt ist (Ausnahme HCM, 1997). Alle Erfahrungen zeigen, daß Unterschiede der Fahrstreifenbreiten zwischen 3,75 und 3,50 m zu keinen signifikanten Veränderungen des Verkehrsablaufs bei normalem Betrieb führen. Ebenso wird ein nicht vorhandener Standstreifen bei störungsfreiem Verkehr nicht direkt ein verändertes Fahrverhalten bewirken.

Untersuchungen belegen jedoch, daß es eine kritische Untergrenze des Querschnitts gibt. Wenn diese minimale Breite unterschritten wird, kommt es zu einer deutlichen Reduzierung des Geschwindigkeitsniveaus. So haben Brilon und Weiser (1994) bei der Untersuchung von Begegnungsfällen an 2-streifigen Straßen festgestellt, daß erst ab einer verfügbaren Fahrbahnbreite von 5,50 m spürbare Einbußen bei den Reisegeschwindigkeiten beobachtet werden.

Im Tunnel besteht jedoch im Gegensatz zur freien Strecke keine Möglichkeit, beispielsweise auf unbefestigte Bankette auszuweichen. Statt dessen wirkt sich die veränderte Raumwirkung im

Tunnel häufig sogar so aus, daß die Fahrzeugführer ihre Fahrlinie weiter als üblich zur Tunnelmitte orientieren. In ihrer umfangreichen Untersuchung des Elbtunnels in Hamburg verglichen Hotop und Burger (1983) u.a. das Spurverhalten im Elbtunnel mit geeigneten Vergleichsstrecken. Dabei stellten sie fest, daß bei Richtungsverkehr auf dem rechten Fahrstreifen im Vergleich zur freien Strecke ohne Standstreifen kein verändertes Fahrverhalten zu beobachten war. Erst bei vorhandenem Standstreifen wurde im Mittel 34 bis 40 cm weiter rechts gefahren. Auf dem Überholstreifen wurde im Tunnel in allen Fahrsituationen deutlich weiter an den linken Fahrbahnrand herangefahren als auf der freien Strecke. Möglicherweise wird die gut beleuchtete, linke Tunnelwand von den Fahrzeugführern eher als „Leithilfe“ denn als Hindernis empfunden. Bei ihren weiteren Untersuchungen konnten die Autoren keine tunnelspezifischen Einflüsse auf das Geschwindigkeitsniveau und die Kapazität der Strecke feststellen. Insofern scheint das beobachtete, veränderte Spurverhalten den Verkehrsablauf im Tunnel nicht negativ zu beeinflussen. Die im Elbtunnel vorhandene Fahrbahnbreite von 7,50 m liegt offensichtlich noch oberhalb einer erforderlichen Mindestbreite im Sinne einer vertretbaren Untergrenze. Dabei wird vorausgesetzt, daß der Querschnitt von den Fahrzeugführern durch entsprechende Beleuchtung ausreichend erkennbar ist.

Da bis auf eine Ausnahme alle untersuchten Tunnel eine Fahrbahnbreite von mindestens 7,50 m (bei 2 Fahrstreifen) aufweisen, wird auf eine weitere Differenzierung nach Querschnittsbreiten im Rahmen dieser Untersuchung verzichtet. Es wird unterstellt, daß oberhalb von 7,50 m keine Beeinflussung des Verkehrsablaufs durch die Querschnittsbreite zu beobachten ist. Diese Annahme wird noch dadurch bestätigt, daß in vielen anderen Ländern (z.B. Österreich) eine Tunnelbreite von 7,50 m die Regel ist.

Der Ruhrschnellwegtunnel verfügt als einziger Tunnel über eine Fahrbahnbreite von nur 7,10 m. Der rechts vorhandene Standstreifen von 2 m Breite sollte jedoch - wie von Hotop und Burger beobachtet - zu einer Verschiebung der Fahrlinien auf dem rechten Standstreifen hin zum Fahrbahnrand führen. Daher sind auch in diesem Fall keine Einflüsse der Querschnittsbreite auf das Fahrverhalten zu erwarten. Eigene Beobachtungen vor Ort haben auch in Kurvenlagen auf dem linken Fahrstreifen des Ruhrschnellwegtunnels keine deutlichen Änderungen des Fahrverhaltens gezeigt.

Trassierungsparameter

In den gültigen Bemessungsverfahren für die freie Strecke werden Trassierungsparameter in Form von Steigungsverhältnissen und bei Gegenverkehr auch durch die Kurvigkeit berücksichtigt. Bundesautobahnen werden in Deutschland so trassiert, daß nur geringe **Kurvigkeiten** auftreten. Kurvigkeiten in den auf Autobahnen vorhandenen Größenordnungen sind daher nicht Bestandteil der Bemessung nach den RAS-Q (1996). Zur Einsparung von Kosten werden Tunnel in aller Regel möglichst zügig trassiert. Da in Tunneln generell ein Tempolimit gilt, wird auch die Wahl der Geschwindigkeiten nicht mehr durch die Kurvigkeit bestimmt. Alle

untersuchten Tunnelstrecken sowohl im Richtungs- als auch im Gegenverkehr mit Ausnahme des Katschbergtunnels weisen maximale Kurvigkeiten von weniger als 75 gon/km (Kurvigkeitsbereich 1) auf (vgl. Tabelle 3-6). Daher wird auf die Einbeziehung der Kurvigkeit in die zu erstellenden Verkehrsflußmodelle nachfolgend verzichtet.

Unterschiedliche **Steigungsverhältnisse** beeinflussen auf allen Arten von Straßen den Verkehrsablauf. Insofern sind auch im Rahmen dieser Untersuchung die Steigungsverhältnisse in den einzelnen Tunneln in ausreichender Weise zu berücksichtigen.

An den untersuchten Tunneln treten Steigungen von bis zu 4 % auf. Dies entspricht der Vorgabe der RAS-L (1995). Dabei sind Steigungsverhältnisse stets für zusammenhängende Streckenabschnitte zu bestimmen. Maßgebend ist nicht nur das Maß der Steigung, sondern auch die Länge und Form der Strecke (z.B. als Kuppe oder Wanne). Erfahrungen mit Unterwassertunneln zeigen, daß sich das Fahrverhalten in Straßentunneln in Wannenform deutlich von dem vergleichbarer anderer Strecken unterscheidet. Im Elbtunnel beispielsweise wird von den Fahrern häufig der Tiefpunkt der Wanne nicht als solcher erkannt. Ohne eine ausreichende Beschleunigung auf der anschließenden Steigungsstrecke sinkt die mittlere Geschwindigkeit ab. Die Steigungsstrecke wird zum Kapazitätsengpaß für den Tunnel. Von ähnlichen Beobachtungen berichtet auch Stembord (1990).

Mit den RAS-Q (1996) wurde ein neues Verfahren zur Berücksichtigung von Steigungsstrecken an Richtungsfahrbahnen eingeführt. Es beruht auf der Untersuchung von Heidemann und Hotop (1990), die eine Arbeit von Brannolte (1980) aufgreift. Durch dieses Verfahren wird das früher angewandte Prinzip des Bemessungs-Schwerfahrzeuges ersetzt, welches für einbahnige Straßen weiterhin Gültigkeit besitzt. Es sieht eine Korrektur der Pkw-Reisegeschwindigkeiten in Abhängigkeit von der Längsneigung, der Länge der Steigungsstrecke und der Geschwindigkeit im davorliegenden Teilabschnitt vor. Für empirische Untersuchungen ist diese Art der Berücksichtigung von Steigungsverhältnissen jedoch nur bedingt einsetzbar. Zum einen wird die Geschwindigkeitsabminderung in absoluten Zahlenwerten angegeben, die sich am Geschwindigkeitsniveau freier Strecken ohne Tempolimit orientieren. Zum anderen wird die Abminderung in mehreren Schritten bestimmt, so daß ein direkter Bezug zum q-v-Diagramm nicht besteht.

Im Hinblick auf einheitliche Dimensionierungsverfahren wird die Vorgehensweise der RAS-Q übernommen: Bei den 2-bahnigen Tunnelstrecken wird der Einfluß der jeweils maßgebenden Längsneigung untersucht. Da die überwiegende Mehrheit dieser Tunnelstrecken Längsneigungen von unter 2 % aufweist, werden die wenigen verbleibenden Strecken zu einer Gruppe mit Längsneigungen von 2 bis 4 % zusammengefaßt. Für 1-bahnige Tunnelstrecken wird das Bemessungs-Schwerfahrzeug (BSFZ) zur Beschreibung der Steigungsverhältnisse eingesetzt. Obwohl das BSFZ den heutigen Fahrzeugpark keineswegs mehr repräsentieren kann, so erlaubt es doch die Beschreibung von Ausmaß und Länge der Steigung durch einen einzigen Wert, die

maßgebende Geschwindigkeit des BSFZ. Dabei bietet sich über eine veränderte Zuordnung zu den Steigungsklassen durchaus die Möglichkeit, auf langfristige Veränderungen zu reagieren. Die Steigungsklassen der Tunnel im Gegenverkehr werden nach RAS-Q ermittelt. Bei Geschwindigkeitsbegrenzungen unter 80 km/h werden die Grenzwerte entsprechend verschoben. Eine Zusammenstellung der für die Tunnelstrecken ermittelten Längsneigungs- und Steigungsklassen findet sich am Ende dieses Abschnittes zusammen mit weiteren Einflußparametern.

Beleuchtung

Die Bedeutung einer guten Beleuchtung für den Verkehrsablauf und die Verkehrssicherheit ist unbestritten. Art und Ausmaß der Beleuchtung müssen sich an den Bedürfnissen des menschlichen Auges orientieren. Im Tunnel besteht die Hauptaufgabe der Beleuchtung darin, eine ausreichende Erkennbarkeit der Fahrbahn, ihrer Begrenzungen und eventueller Hindernisse zu gewährleisten. Entsprechende Mindeststandards sind für Deutschland in den „Richtlinien für die Ausstattung und den Betrieb von Straßentunneln“ (RABT) sowie der DIN 67524 festgelegt. Andere Länder besitzen vergleichbare Vorschriften. Alle darin enthaltene Vorgaben entstanden unter dem Aspekt einer aus verkehrlichen Sicht ausreichenden Beleuchtung bei gleichzeitiger Berücksichtigung der Wirtschaftlichkeit von Errichtung und Unterhalt.

Die Beleuchtung eines Tunnels wird von den Fahrzeugführern in einer subjektiven Art wahrgenommen, die sich nur schwer objektiv beschreiben läßt. Dabei sind viele unterschiedliche Einflußfaktoren von Bedeutung, wie z.B. die Art der Leuchtmittel, die Anordnung der Leuchten, die Ausrichtung der Leuchten, die Art und Beschaffenheit der Tunnelwände oder die Lichtverhältnisse außerhalb des Tunnels. Selbst psychologische Empfindungen können das Fahrverhalten des Einzelnen beeinflussen. Alle diese Einflüsse berücksichtigen zu wollen, würde umfangreiche Untersuchungen erfordern, die den Umfang eines eigenständigen Projektes erreichen. Zudem ist fraglich, ob Verbesserungen der Beleuchtung über das in Deutschland übliche Niveau hinaus signifikante Auswirkungen zeigen würden (Baltzer, 1984). Auf eine Berücksichtigung der Beleuchtung im Rahmen dieser Untersuchung wird verzichtet.

Abschließend sei jedoch noch erwähnt, daß die Beleuchtung als Bestandteil einer Steuerungsstrategie kurzfristig positive Erfolge zeigen kann. Von den Betreibern des Elbtunnels wird die Beleuchtung als kurzfristiges Hilfsmittel zum Abbau von Störungen eingesetzt. Wenn die Fahrzeuge auf der Steigungsstrecke in der zweiten Tunnelhälfte nicht ausreichend beschleunigen und sich dadurch ein Stau bildet, wird die Leuchtstärke vorübergehend erhöht.

Schwerverkehrsanteil

Schwerverkehrsfahrzeuge - definiert als Fahrzeuge mit einem zulässigen Gesamtgewicht von mehr als 3,5 t - verfügen bauartbedingt über ein geringeres Beschleunigungsvermögen und

niedrigere Endgeschwindigkeiten als die meisten Personenkraftwagen. Insofern wird der Verkehrsablauf um so stärker durch den Schwerverkehr beeinflusst, je größer die Geschwindigkeitsdifferenzen zwischen diesen beiden Fahrzeuggruppen werden.

Als Anhaltswert zur Schätzung des Einflusses von Schwerverkehr können zunächst die zulässigen Geschwindigkeiten für diese Fahrzeuggruppe auf bestimmten Straßenarten dienen: Auf Autobahnen und baulich getrennten Richtungsfahrbahnen an Kraftfahrstraßen gilt eine Geschwindigkeitsbegrenzung auf 80 km/h (§ 18 StVO). Es ist davon auszugehen, daß der heutige Schwerverkehr überwiegend ausreichend motorisiert ist, um auf ebener Strecke eine Dauergeschwindigkeit in dieser Größenordnung zu erreichen. Daher ist eine Beeinflussung des Verkehrsablaufs bei einer Geschwindigkeitsbegrenzung auf 80 km/h für den Gesamtverkehr zunächst nicht zu erwarten. Erst im Zusammenhang mit weiteren Faktoren wie z.B. größeren Längsneigungen oder im Fall einer Stauauflösung sind Auswirkungen des eventuell geringeren Beschleunigungsvermögens absehbar.

Auf allen übrigen Straßen außerhalb geschlossener Ortschaften gilt nach § 3 StVO eine zulässige Höchstgeschwindigkeit von 80 km/h für Kraftfahrzeuge mit einem zulässigen Gesamtgewicht von über 3,5 t bis 7,5 t und von 60 km/h bei über 7,5 t. D.h. aber, daß bei einem allgemeinen Tempolimit von 80 km/h in Straßentunneln die zulässige Höchstgeschwindigkeit für die besonders schweren Fahrzeuge um 20 km/h niedriger liegt. Eine solche Konstellation erscheint angesichts eines vollständigen Überholverbotes im Tunnel nicht sinnvoll. Mit wachsender Länge des Überholverbotes wird ein zunehmender Überholdruck entstehen. Dieser kann sich nach Aufhebung des Überholverbotes durch eine Häufung riskanter Überholmanöver äußern. Gleichzeitig wird ab einem bestimmten Lkw-Anteil die tatsächliche Geschwindigkeit im Tunnel durch die Geschwindigkeit der Lkw festgelegt. Sie kann somit deutlich niedriger liegen als die zulässige Geschwindigkeit der Pkw im Tunnel (vgl. Sommerbergtunnel).

Die Beurteilung des Einflusses des Schwerverkehrs erfolgt in den RAS-Q anhand des prozentualen Anteils am Gesamtverkehr. Wie jedoch Brilon und Ponzlet in einer Untersuchung von Autobahnen (1995) feststellten, ist diese Art der Vorgehensweise problematisch. Die Autoren stellten eine systematische Abhängigkeit zwischen den Lkw-Anteilen und den Verkehrsstärken fest. Nach ihren Beobachtungen treten hohe Lkw-Anteile nur bei niedrigen Verkehrsstärken auf. Dagegen sind während der Spitzenstunden die Lkw-Anteile eher niedrig. Daher ist der Bemessungsansatz der RAS-Q, den mittleren Lkw-Anteil der höchsten Belastung zuzuordnen, zu pessimistisch. Statt dessen empfehlen die Autoren als eine Möglichkeit, bei der empirischen Ermittlung der q-v-Diagramme nach dem mittleren täglichen Lkw-Anteil zu differenzieren. Dieser Weg soll auch in dieser Untersuchung gewählt werden. Da die vorliegenden Messungen von unterschiedlicher Dauer waren (zwischen wenigen Stunden und mehreren Monaten), wird vereinfachend der mittlere Lkw-Anteil über den gesamten Meßzeitraum verwendet.

Geschwindigkeitsbegrenzung

Geschwindigkeitsbegrenzungen werden immer dann eingesetzt, wenn die Sicherheit der Verkehrsteilnehmer niedrigere Geschwindigkeiten erfordert. Mögliche Ursachen sind Kurven, Spurwechselvorgänge oder eventuell erforderliche Anhaltvorgänge. Aus fahrdynamischen Gründen erforderliche Reduktionen der Geschwindigkeit nehmen die Fahrzeugführer meist eigenständig vor, soweit sie deren Notwendigkeit absehen können. Darüber hinaus sieht sich der Straßenbetreiber oft veranlaßt, zum Schutz der Verkehrsteilnehmer oder ihrer Umwelt maximal zulässige Geschwindigkeiten festzulegen. In Deutschland sind Straßentunnel nahezu ausnahmslos mit Geschwindigkeitsbegrenzungen ausgestattet. Zum einen wird dadurch die Aufmerksamkeit der Fahrzeugführer auf die besondere Örtlichkeit Tunnel gelenkt. Zum anderen wird durch ein Tempolimit der im Tunnel begrenzten Wahrnehmung Rechnung getragen. An Richtungsfahrbahnen wird generell eine Geschwindigkeitsbegrenzung auf 80 km/h, in Baden-Württemberg auf 100 km/h angeordnet. Die untersuchten 1-bahnigen Straßentunnel sind mit Tempolimits zwischen 50 und 80 km/h beschildert.

Derartige Geschwindigkeitsbegrenzungen wirken sich unmittelbar auf die q-v-Beziehungen der entsprechenden Tunnelstrecken und die Geschwindigkeit im freien Verkehr aus. Daher muß eine prinzipielle Unterteilung der Meßstrecken nach den angeordneten Geschwindigkeitsbegrenzungen erfolgen. Eine erste Analyse der Meßdaten ergibt einen überwiegenden Trend zur Überschreitung der zulässigen Geschwindigkeiten. Dabei ergeben sich zum Teil fließende Grenzen oder auch Überschneidungsbereiche zwischen Meßstellen mit unterschiedlichen Geschwindigkeitsbegrenzungen. Dies tritt insbesondere dann auf, wenn extreme Steigungsverhältnisse oder auch stark schwankende Lkw-Anteile beobachtet wurden.

Im Richtungsverkehr sind nur zwei Geschwindigkeitsbegrenzungen denkbar: 80 und 100 km/h. Dabei stellen die 100 km/h in Deutschland eher die Ausnahme da. Im Ofenauer Tunnel in Österreich (Tempo 100) ist bei niedrigen Verkehrsstärken ein Geschwindigkeitsniveau zu beobachten, welches dem im Tunnel Wambel (Tempo 80) in Fahrtrichtung Lünen entspricht. Die Geschwindigkeiten im Kappelbergtunnel (Tempo 100) liegen in ähnlicher Größenordnung wie im Universitätstunnel (Tempo 80). Es scheint, als würde die zulässige Geschwindigkeit die Geschwindigkeitswahl der Fahrzeugführer nur in gewissen Grenzen beeinflussen. Darüber hinaus wird das Geschwindigkeitsniveau überwiegend durch örtliche oder verkehrliche Besonderheiten bestimmt. Unter diesen Gesichtspunkt scheint auch eine Unterteilung der Meßstrecken im Richtungsverkehr nach Geschwindigkeitsbegrenzungen nicht sinnvoll.

Bei den Meßstrecken mit Gegenverkehr sind zwei Meßstrecken besonders auffällig. Der Tunnel Heslach verfügt als einziger über eine Geschwindigkeitsbeschränkung auf 50 km/h. In diesem Tunnel wird auch deutlich langsamer gefahren als in allen übrigen. Die beobachteten Geschwindigkeiten zwischen 40 und 70 km/h deuten jedoch eher auf ein Tempolimit von 60 km/h. Das andere Extrem stellt die Mittelröhre des Elbtunnels dar. Wie bereits in Absatz

3.3.3.3 erläutert, herrschen hier bei reinem Pkw-Verkehr nahezu optimale Bedingungen für einen flüssigen Verkehr. Entgegen der angeordneten Geschwindigkeit von 80 km/h entspricht das beobachtete Fahrverhalten einer Geschwindigkeitsbegrenzung auf 100 km/h. Zwischen diesen beiden Extremen liegen mehrere Meßstrecken mit Tempolimits von 70 und 80 km/h. In diesem Bereich kommt es zu deutlichen Überschneidungen der Punktwolken. Einer der Hauptgründe für dieses Phänomen dürfte in den bereits erwähnten unterschiedlichen Geschwindigkeitsbegrenzungen für Pkws und Lkws liegen (vgl. Beschreibung des Sommerberg隧nells Abs. 3.3.3.3). Der Tunnel Huttrop mit einer Geschwindigkeitsbegrenzung auf 60 km/h wird als Sonderfall angesehen und in den nachfolgenden Untersuchungen nicht betrachtet. Zunächst werden die Meßstrecken im Gegenverkehr in folgende vier Gruppen eingeteilt:

- 50 km/h,
- 70 km/h,
- 80 km/h,
- 100 km/h (Elbtunnel, Mittelröhre).

Länge der Tunnel

Für Tunnel im Richtungsverkehr deutet nichts auf eine Änderung des Fahrverhaltens in deutlich längeren Tunneln. Als auslösende Faktoren wären allenfalls psychologische Einflüsse denkbar, die sich kaum aus verkehrlicher Sicht nicht quantifizieren lassen.

Hingegen sind bei Gegenverkehrstunneln durchaus Auswirkungen der Tunnellänge auf den Verkehrsablauf denkbar. Dies gilt insbesondere dann, wenn bei absolutem Überholverbot hohe Differenzen zwischen den Wunschgeschwindigkeiten oder den zulässigen Geschwindigkeiten einzelner Fahrzeuge, z.B. der Pkw und der Lkw, entstehen. Das Fehlen von Überholmöglichkeiten führt zu verstärkter Kolonnenbildung. Dadurch wird mit wachsender Verkehrsstärke und Tunnellänge die mittlere Geschwindigkeit der Fahrzeuge zunehmend durch die Geschwindigkeiten der Kolonnenführer bestimmt. In Deutschland gibt es bisher keine Erfahrungen mit überlangen Tunneln. Diese Effekte anhand empirischen Datenmaterials in Abhängigkeit von der Tunnellänge zu quantifizieren, wäre bestenfalls mit Hilfe ausländischer Daten möglich. Die Länge der Tunnel wird daher nachfolgend nicht als Einflußparameter berücksichtigt.

Zusammenstellung der Einflußparameter für alle Meßstellen

In der folgenden Tabelle werden alle möglichen Einflußparameter zusammengefaßt.

Tunnel	Richtung	Fahrstreifen [-]	Querschnitt	Tempo- limit [km/h]	mittl. Lkw- Anteil [%]	Längsnei- gung [%] / Steigungs- klasse	Kurvig- keit [gon/km]	Intervall- länge [min]
Tunnel mit 3 Fahrstreifen je Richtung								
Universität	Neuss	3	37,5 T	80	9,5	< 2	25	5
Tunnel mit 2 Fahrstreifen je Richtung								
Kappelberg	Waiblingen	2	26 T	100	5,0	2 – 4	30	5
Wambel	Schwerte Lünen	2	29 T	80	13,3 10,5	2 – 4 < 2	15 15	60
Hörnchenberg	Pirmasens Trier	2	26 t	80	24,6 26,9	2 - 4 < 2	65 65	60
Elbtunnel	Norden Süden	2	26 t	80	15,5 15,4	< 2 < 2	0 70	60
Ofenauer	Salzburg Villach	2	26 t	100	14,7 19,4	< 2 < 2	45 45	60
Tunnel mit 1 Fahrstreifen je Richtung								
Huttrop ⁴	Dortmund	1	SQ	60	8,8	1	45	5
Schemmelsberg	Heilbronn Löwenstein	1	12 T	70	4,8 3,2	1 1	60 55	5
Sommerberg	Wolfach Offenburg	1	12 t	80	20,0 19,4	1 1	40 10	5/60
Heslach	Innenstadt Vaihingen	1	12 t	50	6,5	1 1	20 0	60
Wattkopf	Bad Herrenalb Karlsruhe	1	12 t	70	10,9 10,8	2 1	75 0	60
Reutherberg	Schiltach Hausach	1	12 t	70	13,1 12,9	1 1	0 0	60
Hugenwald	Elzach Freiburg	1	12 T	80	5,4 5,3	2 1	35 15	60
Elbtunnel (Mittelröhre)	Norden Süden	1	12 t	80	0,2 0,5	1 1	0 70	60
Katschberg	Salzburg Villach	1	12 t	80	12,1 14,0	1 2	120 120	60

Tabelle 3-6: Einflußparameter der Meßstrecken

⁴ Unter den Tunneln mit 1 Fahrstreifen je Richtung ist der Tunnel Huttrop der einzige, der im Richtungsverkehr betrieben wird.

3.4.4.2 Wahl des statistischen Modells

Für die Varianzanalyse wurden zunächst nur die zu 60-Minuten-Intervallen aggregierten Daten verwendet. Alle Berechnungen erfolgten für den Richtungs- und den Gegenverkehr getrennt. Für beide Bereiche wurden separate Modelle entwickelt. Da sich in beiden Fällen mehrere Faktoren als signifikant erwiesen, kam das Verfahren der mehrfaktoriellen Varianzanalyse zum Einsatz. Alle Berechnungen wurden mit Hilfe des leistungsfähigen Statistikprogramms SPSS (Version 7.5) durchgeführt.

Voraussetzung für die Anwendung der Varianzanalyse ist die Normalverteilung der Meßwerte und die Homogenität der Varianzen. Eine Normalverteilung der mittleren momentanen Geschwindigkeiten kann unterstellt werden. Die Überprüfung der Varianzhomogenität wird mit Hilfe des Levene-Test durchgeführt. In keinem der untersuchten Modelle konnte der Nachweis der Varianzhomogenität erbracht werden. In solchen Fällen wird empfohlen (Bühl, Zöfel, 1998), die Signifikanzschranke nicht bei 5 % , sondern bei 1 % anzusetzen.

In einem mehrstufigen Verfahren wurden verschiedene Modelle getestet und miteinander verglichen. Die Berücksichtigung des Lkw-Anteils im jeweiligen Intervall als Kovariate erwies sich nicht als signifikant. Die Längsneigungs- und die Steigungsklassen fanden in allen Modellen als Faktor Eingang. Im einzelnen wurden die folgenden Einflüsse berücksichtigt:

Richtungsverkehr ($R^2 = 0,642$)

- Verkehrsstärke als Kovariate,
- Längsneigungsklassen (< 2 % und 2 - 4 %) als Faktor,
- Mittlerer Lkw-Anteil in 3 Klassen (< 10 %, 10 - 20 % und > 20 %) als Faktor.

Gegenverkehr ($R^2 = 0,853$)

- Verkehrsstärke als Kovariate,
- Steigungsklassen (1 und 2) als Faktor,
- Tempolimit in 4 Klassen (T50, T70, T80 und T100) als Faktor.

Die Güte der getesteten Modelle wurde anhand des Bestimmtheitsmaßes R^2 verglichen. Zu dessen Beurteilung wurden die analogen Werte für die linearen Regressionen der einzelnen Tunnelstrecken (vgl. Abs. 3.4.2) bezogen auf den jeweiligen Gesamtdatensatz ermittelt. Dabei ergaben sich Werte von 0,667 für den Richtungsverkehr und von 0,863 für den Gegenverkehr.

Da nicht alle Parameterkombinationen der Einflußfaktoren auch durch Meßwerte abgedeckt waren, wurden im Hinblick auf eine leichtere Verallgemeinerung der Ergebnisse nur Haupteffekte im Modell berücksichtigt. Dies sind die Anteile der Varianz einer abhängigen Variablen, die einer einzigen unabhängigen Variable zugeschrieben werden können. Wechselwirkungen zwischen unabhängigen Variablen wurden dagegen nicht berücksichtigt.

3.4.4.3 Konstruktion der q-v-Diagramme aus den Ergebnissen der Varianzanalyse

Da die entsprechenden Faktorklassen im **Richtungsverkehr** (< 10 % Lkw-Anteil) unbesetzt waren, wurden auch die Daten der Tunnel Universität und Kappelbergtunnel als 5-Minuten-Intervalle in der Varianzanalyse berücksichtigt. Diese Vorgehensweise führte zu keiner wesentlichen Beeinflussung der Ergebnisse für alle anderen Tunnel, weil nur wenige Datenpaare für diese Tunnel vorlagen. Wenn man später angesichts der unterschiedlichen Bezugsintervalle eine Korrektur der Geschwindigkeiten vornehmen möchten, ist dies durch eine einfache Reduktion der Faktoreffekte möglich (vgl. Abs. 3.4.1).

Längsneigungs- klasse	Mittl. tägl. Lkw-Anteil	v_0 [km/h]	Anzahl der Werte	$q_{\max}$ empir. [Kfz/h]	Tunnel
Regressionskoeffizient $b = 0,0037$ km/Kfz					
< 2 %	< 10 %	104,74	46	2822	Universität
	10 - 20 %	98,86	11856	3468	Elbtunnel, Ofenauer, Wambel
	> 20 %	85,35	1165	588	Hörnchenberg
2 - 4 %	< 10 %	94,67	21	3577	Kappelberg
	10 - 20 %	88,78	73	1147	Wambel
	> 20 %	75,27	1161	532	Hörnchenberg

Tabelle 3-7: Kennwerte der Varianzanalyse auf Basis des linearen q-v-Modells im Richtungsverkehr

Die Parameter des gewählten Modells sind in Tabelle 3-7 zusammengestellt. Die Geschwindigkeitsdifferenz zwischen den beiden Längsneigungsklassen < 2 % und 2 - 4 % liegt bei rd. 10 km/h. Ein Lkw-Anteil von über 10 % führt zu einer um ca. 6 km/h verminderten Geschwindigkeit. Ein Anteil über 20 % reduziert die mittlere Geschwindigkeit um weitere 13,5 km/h.

Mit Hilfe der Parameter wurden die q-v-Beziehungen der einzelnen Tunnel für den Richtungsverkehr ermittelt und in Abb. 3-19 dargestellt. Ein Vergleich mit den Ergebnissen der Einzelregressionen nach Abs. 3.4.2 ist anhand von Abb. 3-18 möglich. Wie man durch den Vergleich erkennt, liefert die Varianzanalyse für die 3 Tunnelstrecken mit vergleichbaren Bedingungen Elbtunnel, Ofenauer und Tunnel Wambel in Richtung Lünen eine mittlere Gerade. Die berechneten mittleren Geschwindigkeiten sind insbesondere bei hohen Verkehrsstärken etwas niedriger als im Ofenauer Tunnel und etwas höher als im Elbtunnel. An dieser Stelle macht sich ein Grundprinzip der Varianzanalyse bemerkbar: Als Ergebnis erhält man immer eine Schar paralleler Geraden. Dabei entspricht die Neigung dieser Geraden, beschrieben durch den Regressionskoeffizienten b , der mittleren Neigung aller Datensätze. Es handelt sich hierbei also um eine Vereinfachung durch die Varianzanalyse, die bei deren Anwendung in Kauf genommen werden muß.

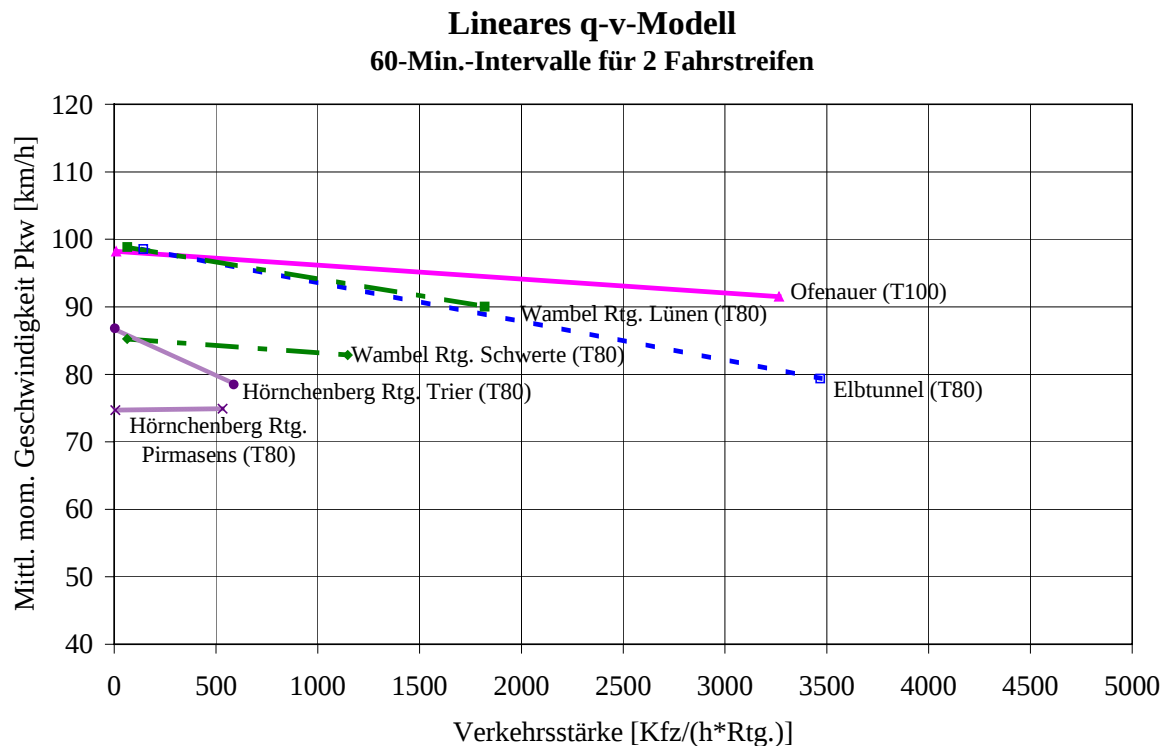


Abb. 3-18: q-v-Diagramm für mehrere Tunnel (Richtungsverkehr) auf Basis des linearen q-v-Modells (60-Minuten-Intervalle)

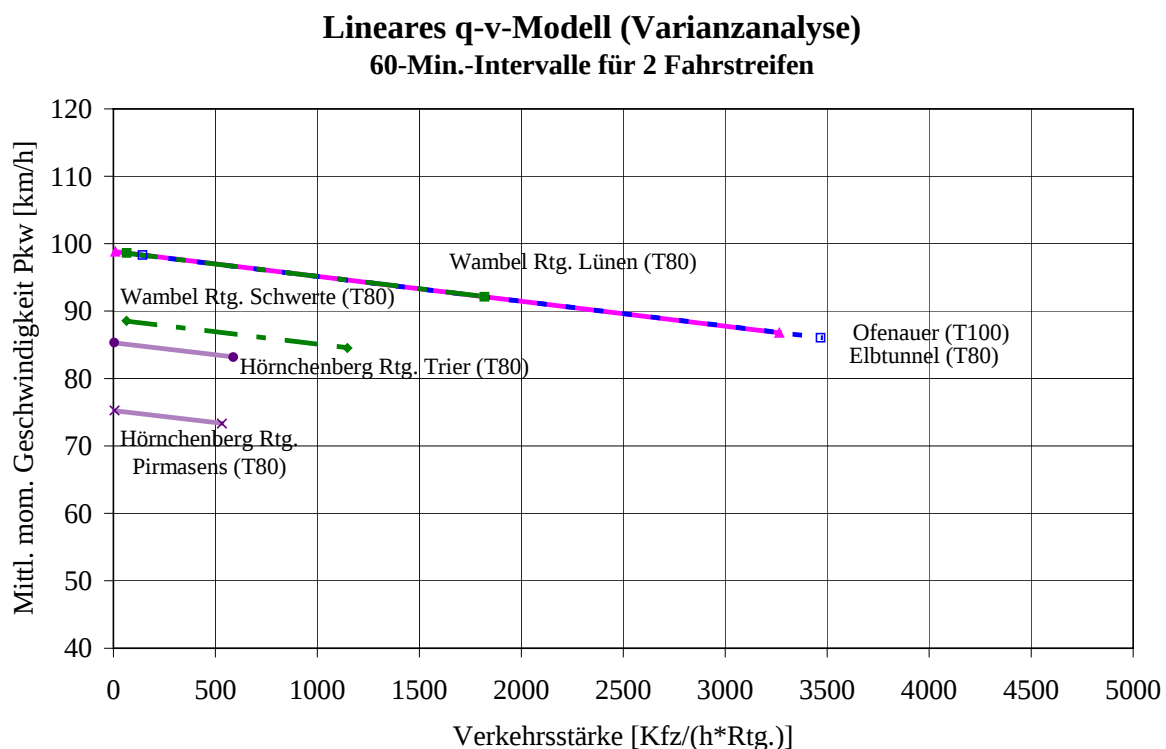


Abb. 3-19: q-v-Diagramm für mehrere Tunnel (Richtungsverkehr) auf Basis des linearen q-v-Modells, Varianzanalyse (60-Minuten-Intervalle)

Die Geschwindigkeiten bei niedrigen Verkehrsstärken werden durch das Varianzmodell überwiegend gut wiedergegeben. Die einzige Ausnahme bildet hier der Tunnel Wambel in Fahrtrichtung Schwerte. Die tatsächlichen gemessenen Geschwindigkeiten liegen hier wegen

der lokalen Besonderheiten etwa 3 km/h unter der Ergebnissen des Modells. Da die Mehrzahl der Fahrzeuge die B 236 unmittelbar hinter dem Tunnel in Richtung Bundesstraße B 1 verläßt, ist das Geschwindigkeitsniveau in Tunnelmitte offenbar bereits reduziert.

Durch die Verwendung des Varianzmodells für den Richtungsverkehr besteht die Möglichkeit, unterschiedliche Einflußfaktoren - in diesem Fall die Steigungsverhältnisse und die mittleren täglichen Lkw-Anteile - in den q-v-Diagrammen zu berücksichtigen. Das hier dargestellte Varianzmodell ist daher geeignet, um mit hinreichender Genauigkeit q-v-Diagramme zur allgemeinen Beschreibung des Verkehrsablaufs in Tunneln mit Richtungsverkehr zu beschreiben.

Das Modell für **Gegenverkehrstunnel** ist durch deutlich homogenere Gruppengrößen gekennzeichnet. Dies wirkt sich rein mathematisch positiv auf das Modell aus. Durch die Berücksichtigung von insgesamt sieben Tunnelstrecken konnte ein breiteres Spektrum unterschiedlicher Parameterkombinationen abgedeckt werden. Wie bereits die Regressionsgeraden der Einzeluntersuchungen vermuten lassen (vgl. Abb. 3-20), erweist sich die Berücksichtigung des Tempolimits als höchst signifikant. Daneben übt die Steigungsklasse offenbar einen stärkeren Einfluß auf den Verkehrsablauf aus als der Lkw-Anteil. Bei einer gleichzeitigen Berücksichtigung beider Faktoren, war der Einfluß des Lkw-Anteil nicht mehr signifikant. Folglich werden im Modell nur die Geschwindigkeitsbegrenzung und die Steigungsklasse als Faktoren berücksichtigt.

Steigungs- klasse	Tempolimit	v_0 [km/h]	Anzahl der Werte	$q_{\max}$ empir. [Kfz/h]	Tunnel
Regressionskoeffizient $b = 0,015 \text{ km/Kfz}$					
1	T 50	66,01	311	1523	Heslach
	T 70	75,01	1719	1004	Reutherberg, Wattkopf
	T 80	85,00	1712	1253	Sommerberg, Hugenwald, Katschberg
	T 100	102,21	5943	2010	Elbtunnel
2	T 50	62,70	0	-	Wattkopf Hugenwald, Katschberg
	T 70	71,70	94	911	
	T 80	81,69	1697	1244	
	T 100	98,90	0	-	

Tabelle 3-8: Kennwerte der Varianzanalyse auf Basis des linearen q-v-Modells im Gegenverkehr

Der Einfluß der Tempolimits auf das Modell zeigt sich in den ermittelten Modellparametern. So reduzieren sich die mittleren Geschwindigkeiten von T100 auf T80 um rd. 17 km/h, von T80 auf T70 um 10 km/h und von T70 auf T50 um 9 km/h. D.h. das Fahrverhalten im Tunnel Heslach entspricht eher einer Geschwindigkeitsbegrenzung auf 60 km/h. Dagegen beträgt die Geschwindigkeitsdifferenz zwischen den beiden Steigungsklassen lediglich 3,3 km/h.

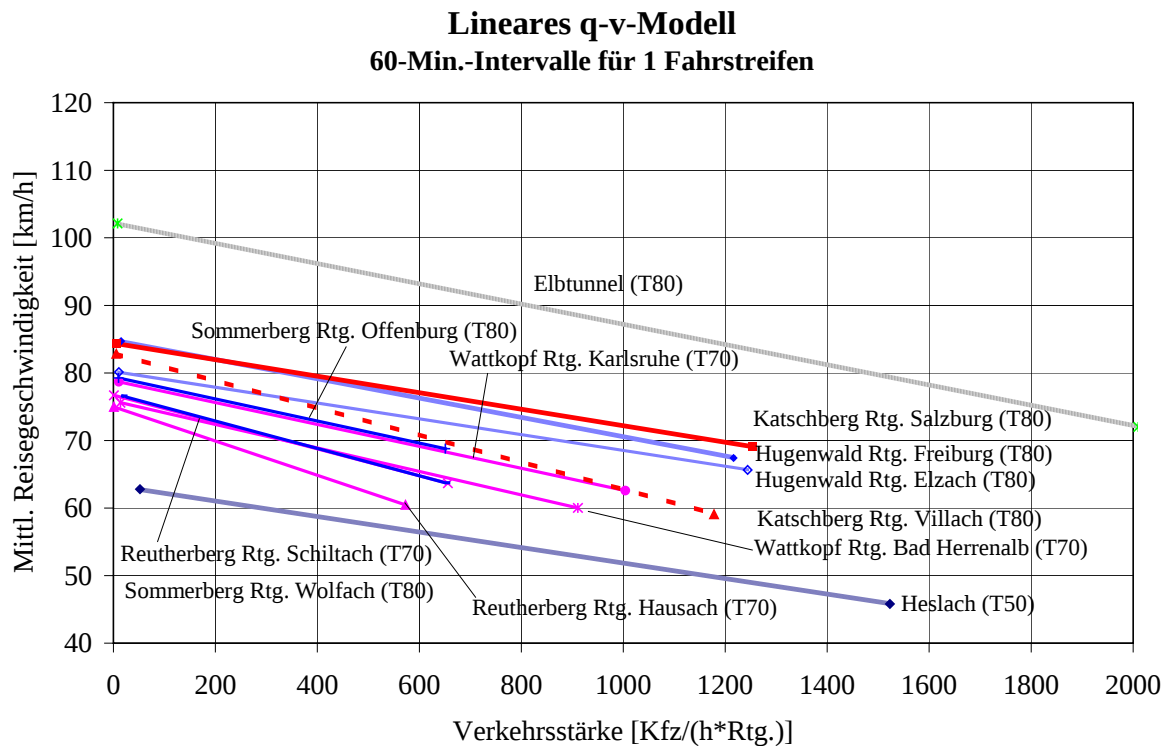


Abb. 3-20: q-v-Diagramm für mehrere Tunnel (1 Fahrstreifen) auf Basis des linearen q-v-Modells (60-Minuten-Intervalle)

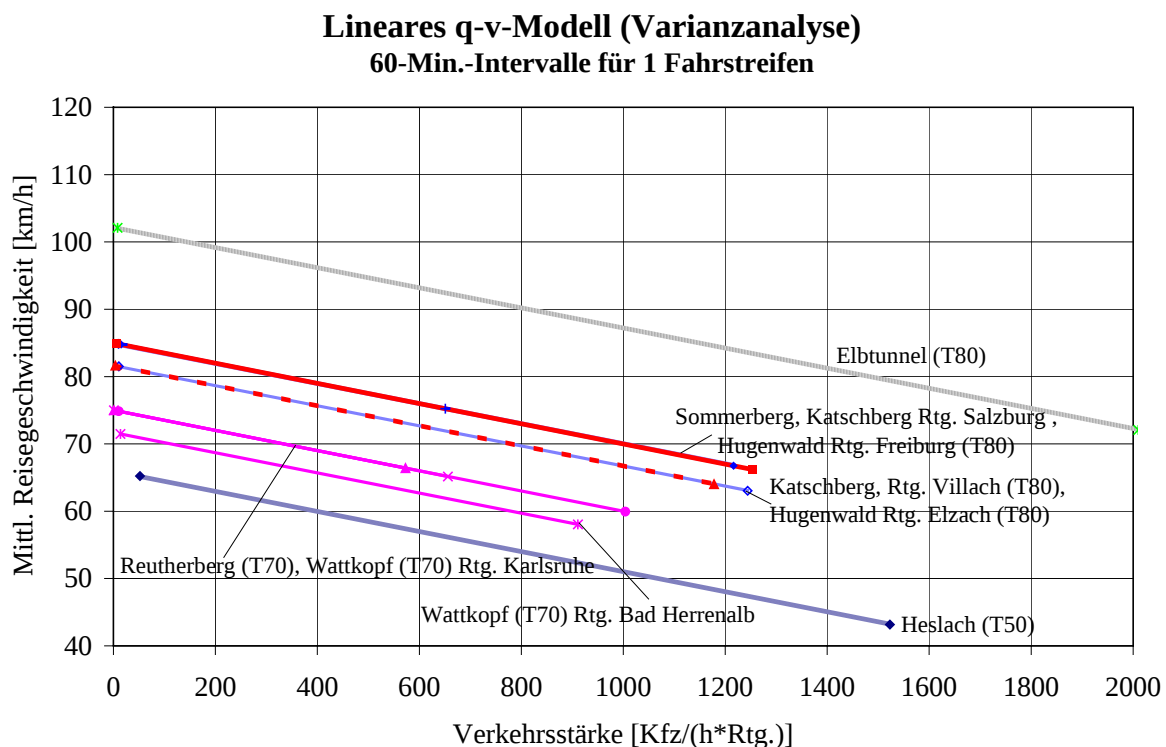


Abb. 3-21: q-v-Diagramm für mehrere Tunnel (1 Fahrstreifen) auf Basis des linearen q-v-Modells, Varianzanalyse (60-Minuten-Intervalle)

Ein Vergleich der Ergebnisse der Varianzanalyse (Abb. 3-21) mit den für einzelne Tunnel durchgeführten Regressionen (Abb. 3-20) zeigt eine gute Übereinstimmung für den Elbtunnel, die Tunnel Hugewald und Heslach sowie den Katschbergtunnel (Fahrtrichtung Salzburg). In

diesen Fällen wird besonders auch die Neigung der Geraden gut durch das Varianzmodell dargestellt. Bei allen übrigen Tunnelstrecken weisen die Regressionsgeraden der Einzeluntersuchungen stärkere Neigungen auf. Eine unmittelbare Korrelation zwischen unterschiedlichen Geradenneigungen und möglichen Einflußfaktoren war jedoch nicht feststellbar. Insgesamt betrachtet liefert das Modell für den Gegenverkehr auch optisch eine etwas bessere Anpassung als das im Richtungsverkehr. Ausschlaggebend hierfür ist der starke Einfluß des Faktors Tempolimit. Dieser konnte aufgrund der Überschneidungen zwischen den Geschwindigkeitsbegrenzungen auf 80 bzw. 100 km/h im Richtungsverkehr nicht berücksichtigt werden. Das entwickelte Modell ist augenscheinlich gut geeignet, den Verkehrsablauf in Tunneln mit Gegenverkehr zu beschreiben.

Ergänzend sein noch erwähnt, daß für den Gegenverkehr auch eine Varianzanalyse für ein lineares k-v-Modell durchgeführt wurde. Bei der Untersuchung der einzelnen Tunnelstrecken hatte das lineare k-v-Modell im Gegenverkehr (vgl. Abs. 3.4.3) eine ähnlich gute Anpassung geliefert wie das lineare q-v-Modell. Darüber hinaus hätte eventuell die Möglichkeit bestanden, daraus die Kapazität der Strecke zu schätzen. Dieser positive Nebeneffekt des linearen k-v-Modells geht durch das Varianzmodell jedoch verloren. Durch die Berechnung paralleler Geraden im k-v-Diagramm, entstehen im q-v-Diagramm Kurven, die mit wachsender Verkehrsstärke auseinanderlaufen. Die ursprüngliche Parallelität im q-v-Diagramm ist beim Varianzmodell nicht mehr gegeben. Zusätzlich nehmen dadurch auch die theoretischen Kapazitäten im Modell unrealistische Werte an.

3.4.5 Modelle für den gebundenen Verkehr

Nachdem zuvor verschiedene Modelle hinsichtlich ihrer Eignung zur Beschreibung des freien und teilgebundenen Verkehrs untersucht wurden, erfolgt nun eine Analyse des gebundenen Verkehrs. Diese Vorgehensweise korrespondiert mit der in Abs. 3.1 beschriebenen Annahme eines 2-geteilten q-v-Diagramms. Für diese Art der Betrachtung eignen sich naturgemäß nur die Tunnelstrecken, von denen auch Daten aus dem gebundenen Verkehr vorliegen. Dies ist in ausreichender Anzahl nur beim Elbtunnel der Fall. Daher beschränken sich alle nachfolgenden Untersuchungen auf diesen Tunnel.

Grundsätzlich denkbar wäre jedoch auch ein stichprobenartiger Vergleich mit einzelnen Daten anderer Tunnelstrecken. Dabei ist allerdings zu berücksichtigen, daß von den in Betracht kommenden Tunneln (Heslach, Katschberg und Ofenauer) keine Angaben über die Art der Datenaggregation zu den gegebenen Intervalllängen vorliegen. Insofern ist nicht auszuschließen, daß einzelne Datenpunkte durch eine Mittelbildung über beide Bereiche dem Übergangsbereich zuzuordnen sind (vgl. Abs. 3.1). Da dieser Aspekt nicht eindeutig geklärt werden konnte, wurde auf eine Berücksichtigung weiterer Tunnel verzichtet.

Alle nachfolgenden Berechnungen wurden am Beispiel Elbtunnel für den Richtungsverkehr und den Gegenverkehr getrennt durchgeführt. Dabei werden entgegen den vorangegangenen Absätzen die mittleren momentanen Geschwindigkeiten aller Kfz zugrunde gelegt. Eine Extrapolation auf den Staubereich der für den freien Verkehr vorgenommenen Umrechnung in Pkw-Geschwindigkeiten nach Abs. 3.4.1 wäre nicht durch Daten abgesichert. Zudem ist fraglich, ob sich das Geschwindigkeitsniveau der Fahrzeuggruppen im Stau tatsächlich signifikant unterscheidet. Im Richtungsverkehr wurden zur Verbreiterung der Datenbasis auch solche Intervalle verwendet, in denen ein 3. Fahrtstreifen in der Mittellöhre zur Verfügung stand.

Eine erste Betrachtung der Punktwolken (Abb. 3-22 und Abb. 3-23) deuten auf einen konkaven Verlauf im q-v-Diagramm, bzw. auf einen nahezu linearen Verlauf im k-v-Diagramm hin. Besonders im Richtungsverkehr scheinen die Punktwolken der beiden Fahrtrichtungen leicht gegeneinander verschoben zu sein. Interessanterweise ist die Kapazität im Stau in Fahrtrichtung Süden höher als in Fahrtrichtung Norden, während es sich im freien Verkehr umgekehrt verhält. Angesichts der ohnehin geringen Datenbasis wird jedoch darauf verzichtet, beide Fahrtrichtungen getrennt zu untersuchen.

Als erster Ansatz wurde ein lineares k-v-Modell hinsichtlich seiner Eignung zur Beschreibung des gebundenen Verkehrs untersucht. Dabei ergab sich jedoch - bei einer guten Anpassung im k-v-Modell - eine theoretische Kapazität des Modells im Richtungsverkehr nach Gleichung (3-8) von ca. 2.600 Kfz/h. Dies bedeutet, daß bei der Darstellung im q-v-Diagramm nur ungefähr die Hälfte der vorhandenen Datenpunkte unterhalb dieser Kapazität lagen. Somit mußte dieses Modell für den gebundenen Verkehr verworfen werden.

Anschließend wurden vier weitere q-v-Modelle auf ihre Eignung überprüft. Alle weisen einen konkaven Verlauf auf und liefern eine gute Anpassung an die Daten:

1. Quadratische Parabel

$$v = a \cdot q^2 \quad (3-9)$$

2. Potenzfunktion

$$v = a \cdot q^b \quad (3-10)$$

3. Exponentialfunktion

$$v = a \cdot e^{-b \cdot q} \quad (3-11)$$

4. Zeitlücken-Ansatz

$$v = \frac{a \cdot q}{1 - b \cdot q} \quad (3-12)$$

mit v = mittl. mom. Geschwindigkeit der Kfz [km/h]
 q = Verkehrsstärke [Kfz/(h*Rtg.)]
 a, b = Parameter der Modelle

Nur beim Zeitlücken-Ansatz (vgl. Brilon, Ponzlet, 1995) besitzen die Parameter des Modells eine verkehrstechnische Bedeutung. Er beruht auf der Annahme, daß die mittlere Brutto-Weglücke zwischen zwei Fahrzeugen aus einem konstanten und einem geschwindigkeits-abhängigen Glied berechnet werden kann. In diesem Modell repräsentiert der Parameter a die mittlere Wegstrecke in km, die von einem Fahrzeug im Stau belegt wird.

Modell	Parameter a	Parameter b	Standardfehler s(q) [km/h]
Richtungsverkehr			
1. Quadr. Parabel	0,0000039	-	2,90
2. Potenzfunktion	0,000136	1,548	2,59
3. Exponentialfunktion	5,352	0,00061	2,62
4. Zeitlücken-Ansatz	0,00647	0,000137	2,60
Gegenverkehr			
1. Quadr. Parabel	0,000017	-	5,52
2. Potenzfunktion	0,00238	1,324	3,64
3. Exponentialfunktion	8,510	0,00098	4,12
4. Zeitlücken-Ansatz	0,0189	0,00017	3,76

Tabelle 3-9: Parameter der Regressionen für den gebundenen Verkehr im Elbtunnel

Die Regressionsergebnisse zeigen (Tabelle 3-9), daß mit Ausnahme der quadratischen Parabel, die nur einen Parameter hat, alle Modelle ähnlich gute Anpassungen liefern. Sowohl im Richtungsverkehr als auch im Gegenverkehr erreicht die Potenzfunktion mit Standardfehlern von 2,59 bzw. 3,64 km/h die besten Ergebnisse. Die Güte der Anpassung durch den Zeitlücken-Ansatz ist nur geringfügig schlechter.

Die Regressionskurven sind in Abb. 3-22 und Abb. 3-23 grafisch veranschaulicht. Die Daten im Gegenverkehr repräsentieren relativ betrachtet einen deutlich größeren Bereich der Verkehrsstärke als im Richtungsverkehr. Auch werden im Bereich der Kapazität deutlich höhere Geschwindigkeiten gefahren. Offensichtlich zeigen sich an dieser Stelle erneut die besonders günstigen Bedingungen, welche in der Mittlröhre des Elbtunnels für Gegenverkehr herrschen.

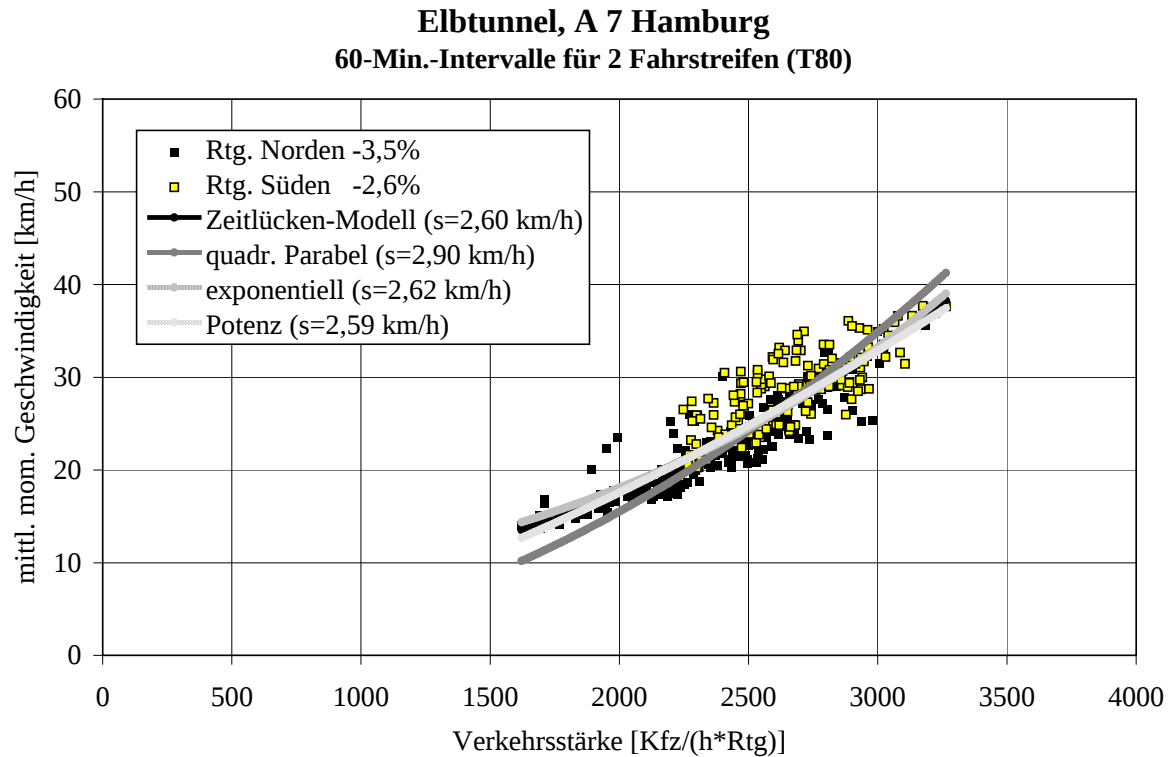


Abb. 3-22: q-v-Diagramm (gebundener Verkehr) für den Elbtunnel (2 Fahrstreifen im Richtungsverkehr) auf Basis verschiedener Modelle (60-Minuten-Intervalle)

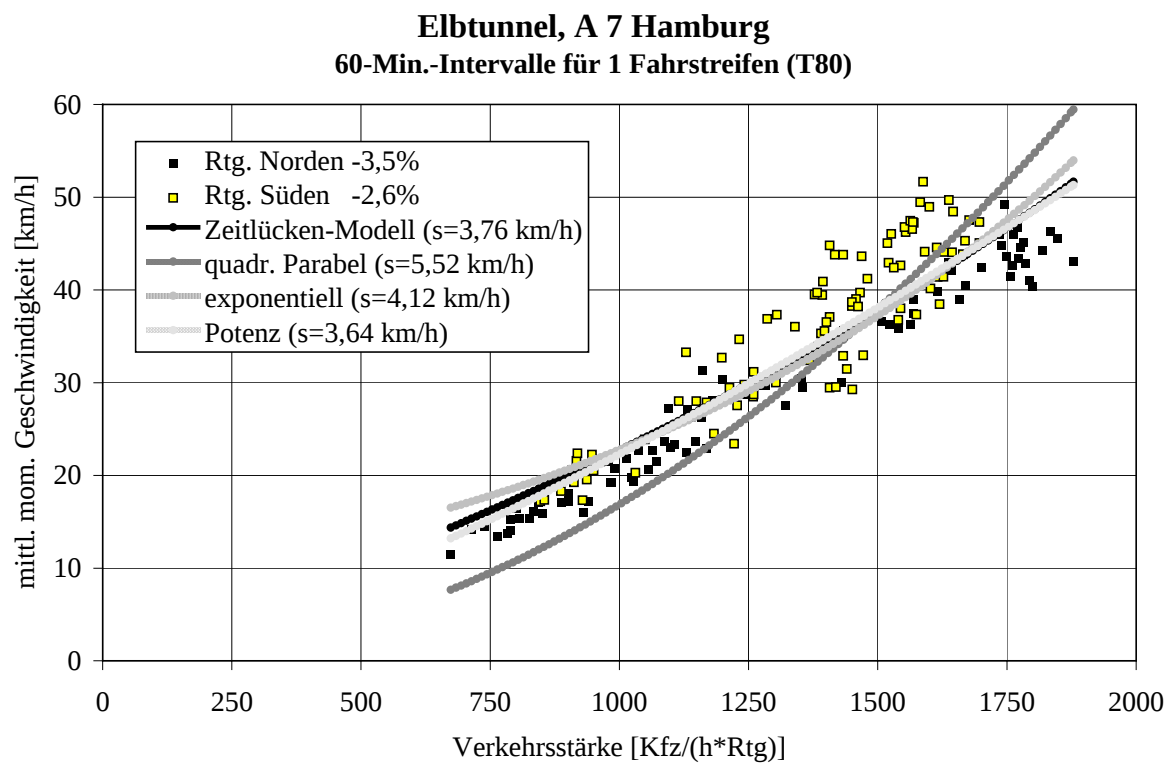


Abb. 3-23: q-v-Diagramm (gebundener Verkehr) für den Elbtunnel (1 Fahrstreifen pro Fahrtrichtung im Gegenverkehr) auf Basis verschiedener Modelle (60-Minuten-Intervalle)

3.4.6 Nicht-lineares k-v-Modell nach van Aerde

Seit dem ersten Einsatz des linearen k-v-Modells durch Greenshields (1935) wurden zahlreiche Versuche unternommen, durch Weiterentwicklungen oder neue Ansätze eine verbesserte Anpassung der Modelle an empirische Daten zu erreichen. Zu den jüngeren Modellen gehört auch das nicht-lineare k-v-Modell nach van Aerde (1995). Typisch für dieses Modell ist eine ausgeprägte inverse S-Form im k-v-Diagramm. Ein solcher S-förmiger Verlauf der empirischen Daten ist bereits von verschiedenen Autoren beobachtet worden (May, Keller (1969); Zackor e.a. (1988) und Brilon, Ponzlet (1996)). Das van-Aerde-Modell hat sich besonders im Bereich mehrstreifiger Richtungsfahrbahnen (Autobahnen) bewährt (vgl. Brilon, Ponzlet). Bei der Anpassung an Verkehrsdaten von Außerortsstraßen mit Gegenverkehr (vgl. Brilon, Weiser, 1997) geht der S-förmige Verlauf weitgehend verloren. Bereits May und Keller beobachteten eine ausgeprägte S-Form nur auf einer Autobahn, nicht jedoch im untersuchten Tunnel (vgl. Abb. 3-3, Seite 25).

Der Ansatz von van Aerde beruht auf einem einfachen Fahrzeugfolgemodell. Darin wird unterstellt, daß sich die mittlere Brutto-Weglücke zwischen zwei Fahrzeugen in Abhängigkeit von der aktuellen Geschwindigkeit und der Geschwindigkeit im freien Verkehr berechnen läßt. Der Übergang vom mikroskopischen zum makroskopischen Modell erfolgt durch die Invertierung der mittleren Weglücke zur Verkehrsdichte:

$$k(v) = \frac{1}{h} = \frac{1}{c_1 + \frac{c_2}{v_0 - v} + c_3 * v} \quad (3-13)$$

mit	$k(v)$	=	Verkehrsdichte als Funktion der Geschwindigkeit	[Kfz/km]
	h	=	Weglücke	[km]
	c_1	=	Parameter des Modells	[km]
	c_2	=	Parameter des Modells	[km ² /h]
	c_3	=	Parameter des Modells	[1/km]
	v_0	=	freie Geschwindigkeit	[km/h]
	v	=	aktuelle Geschwindigkeit	[km/h]

Die Umformung von Gleichung (3-13) in eine Funktion $v(k)$ oder $v(q)$ ist recht aufwendig. Auf eine weitergehende Darstellungen von Funktionsgleichungen wird daher an dieser Stelle verzichtet. Für zusätzliche Informationen wird auf die Arbeiten von Brilon, Ponzlet (1996) und Brilon, Weiser (1997) verwiesen.

Das Modell nach van Aerde ist ein einteiliges Modell für den freien, teilgebundenen und gebundenen Verkehr. Aus Gründen der Eindeutigkeit der Zuordnung erfolgt die Regression durch eine Anpassung in der k-v-Beziehung. Ferner erlaubt das Modell, verkehrstechnische Kenngrößen wie die Kapazität C , die Geschwindigkeit v_c , die Dichte k_c für die Kapazität und die Verkehrsdichte im Stau k_{max} direkt aus den Modellparametern zu ermitteln. Daher ist es

möglich, das Modell durch plausible Annahmen für diese Parameter um zusätzliche Restriktionen zu erweitern. Verständlicherweise verschlechtert sich dadurch rein mathematisch die Anpassung des Modells im Vergleich zu einer einfachen Optimierung nur der Modellparameter. Diese Vorgehensweise wird vor allem dann angewendet, wenn aus bestimmten Bereichen des Verkehrs nur unzureichende Daten vorliegen. Sollten sich jedoch trotz einer breiten Streuung der empirischen Daten über alle Bereiche keine plausiblen Kennwerte für die Kapazität und etwa die Dichte im Stau aus den Modellparametern ergeben, so muß daraus gefolgert werden, daß die k-v-Beziehung nicht den typischen S-förmigen Verlauf aufweist. Dann ist das Modell nach van Aerde zur Beschreibung dieser Daten nicht geeignet.

Neben den modelltechnischen Aspekten ist bei der Anpassung des Modells an die vorliegenden Daten ein weiterer Punkt zu berücksichtigen: Lediglich vom Elbtunnel liegen in größerer Anzahl Daten aus dem gebundenen Verkehr vor. Aus diesem Grund wurde die Untersuchung des Modells nach van Aerde auf den Elbtunnel beschränkt. Für die Berechnungen werden wie bei den Modellen für den gebundenen Verkehr die mittleren momentanen Geschwindigkeiten aller Kfz verwendet. Die resultierenden Regressionsparameter sind in Tabelle 3-10 vergleichend gegenübergestellt.

Richtung	max q empir	Modellparameter				Kenngrößen der Kapazität				Standardfehler		Anzahl der Werte
		v ₀ [km/h]	c ₁ *10 ² [km]	c ₂ [km ² /h]	c ₃ *10 ³ [1/h]	v _c [km/h]	C [Kfz/h]	k _c [Kfz/km]	k _{max} [Kfz/km]	s(k)	s(q)	
Richtungsverkehr												
Norden	3468	91,2	0,245	0,091	0,233	57,8	3104	54	290	2,46	2,99	1444
Süden	3223	92,8	0,148	0,082	0,269	55,7	2978	53	422	2,18	3,14	1497
Gegenverkehr												
Norden	2010	102,7	0,446	1,296	-0,024	54,1	1817	34	59	3,63	4,50	3125
Süden	1842	100,5	0,754	0,998	0,049	56,0	1712	31	57	3,59	4,39	3004

Tabelle 3-10: Nicht-lineares k-v-Modell nach van Aerde für den Elbtunnel

Die Ergebnisse sind für den **Richtungsverkehr** als q-v-Diagramm in Abb. 3-24 und als k-v-Diagramm in Abb. 3-25 dargestellt. Die inverse S-Form des Modells ist deutlich erkennbar. Im q-v-Diagramm zeigt sich jedoch, daß durch das einteilige Modell eine Ausrundung der Kurve zwischen den Bereichen des freien und teilgebundenen sowie des gebundenen Verkehrs erfolgt. Diese Ausrundung folgt dem Schwerpunkt der Punktwolken. Dadurch liegen die maximalen, empirischen Verkehrsstärken beider Bereiche außerhalb der Kurve. Die theoretische Kapazität des Modells liegt daher systematisch unter den beobachteten Werten. Ein Grund für dieses Modellverhalten ist die Tatsache, daß die Anpassung im k-v-Modell erfolgt. Deshalb sind auch die Standardfehler im q-v-Diagramm entsprechend höher (vgl. Tabelle 3-10). Die systematische Unterschätzung der tatsächlichen Kapazitäten resultiert jedoch auch aus der stetigen und stetig differenzierbaren Form des Modells. Für diese Art der Fragestellung sind daher möglicherweise 2-Komponenten-Modelle besser geeignet.

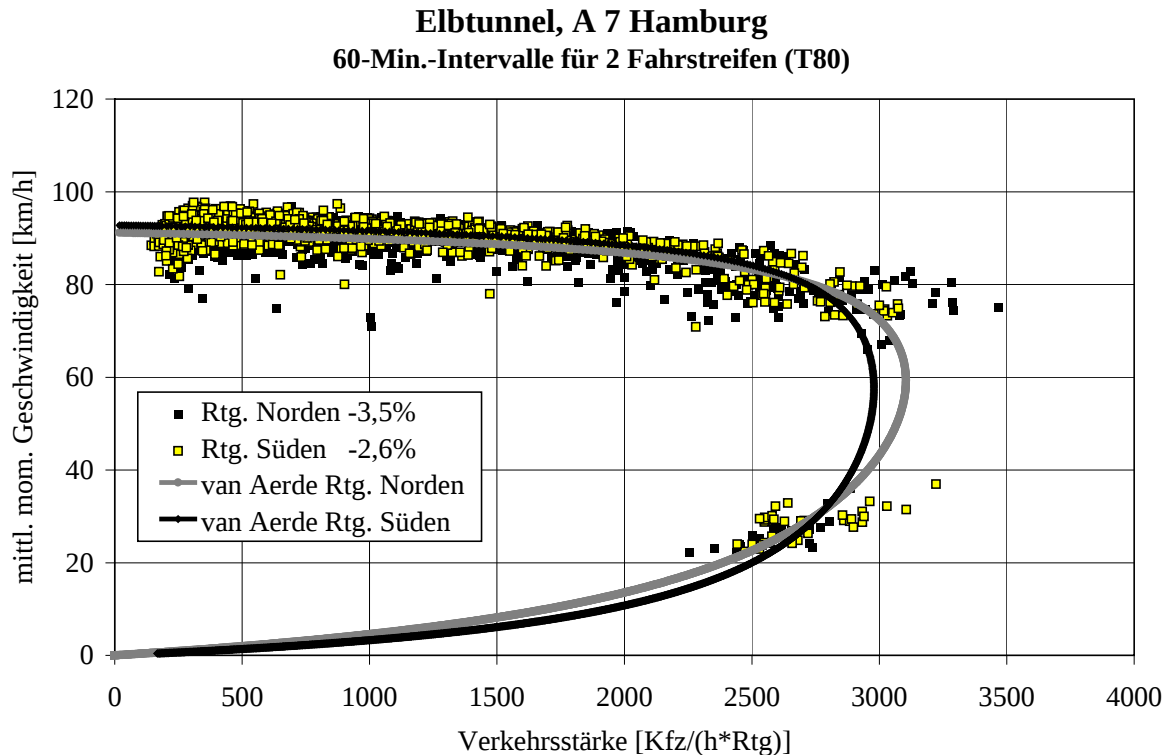


Abb. 3-24: q-v-Diagramm für den Elbtunnel (2 Fahrstreifen) auf Basis des nicht-linearen k-v-Modells nach van Aerde (60-Minuten-Intervalle)

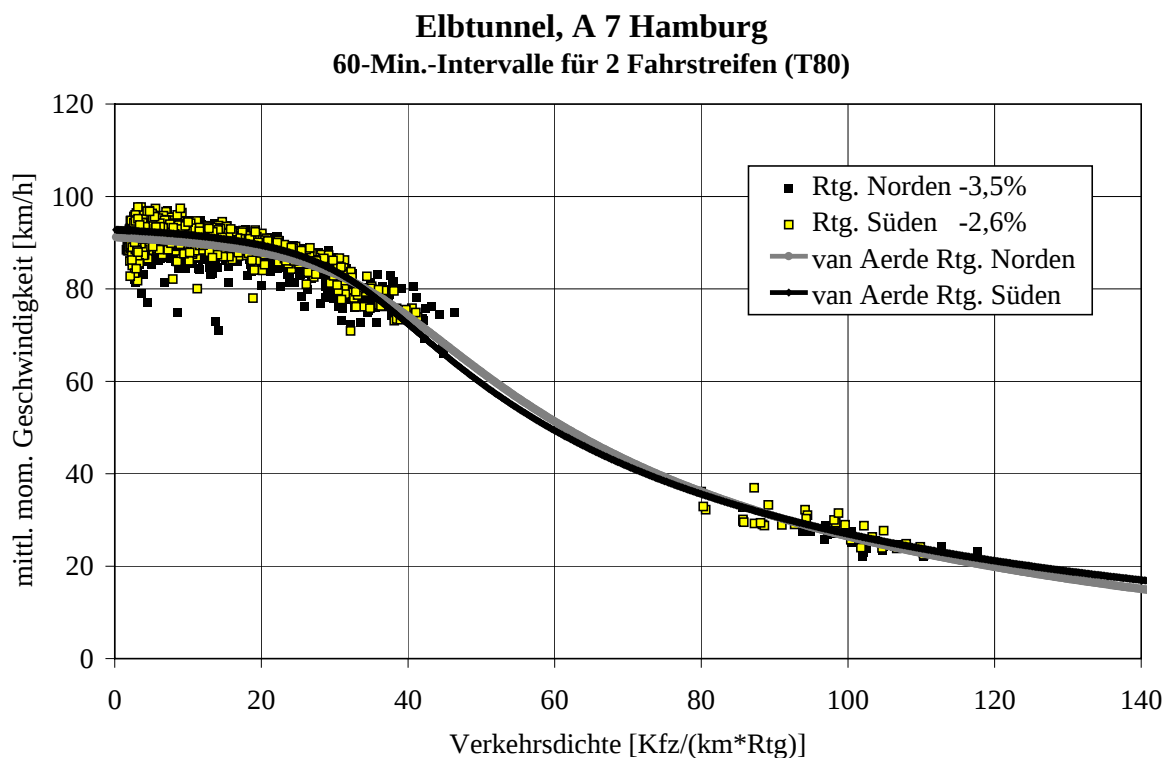


Abb. 3-25: k-v-Diagramm für den Elbtunnel (2 Fahrstreifen) auf Basis des nicht-linearen k-v-Modells nach van Aerde (60-Minuten-Intervalle)

Die k-v-Beziehung für den **Gegenverkehr** in der Mittelröhre (Abb. 3-27) weist nicht den typischen S-förmigen Verlauf auf. Der Parameter c_3 , der die Krümmung für höhere Dichten be-

stimmt, nimmt Werte nahe 0 an. Dadurch verlaufen die Kurven in diesem Bereich nahezu linear, in Fahrtrichtung Norden sogar konvex. Die Dichten im Stau nehmen mit knapp 60 Fahrzeugen pro Kilometer weniger realistischen Werte an als bei einem 2-Komponenten-Modell.

Elbtunnel, A 7 Hamburg (Mittelröhre)
60-Min.-Intervalle für 1 Fahrstreifen (T80)

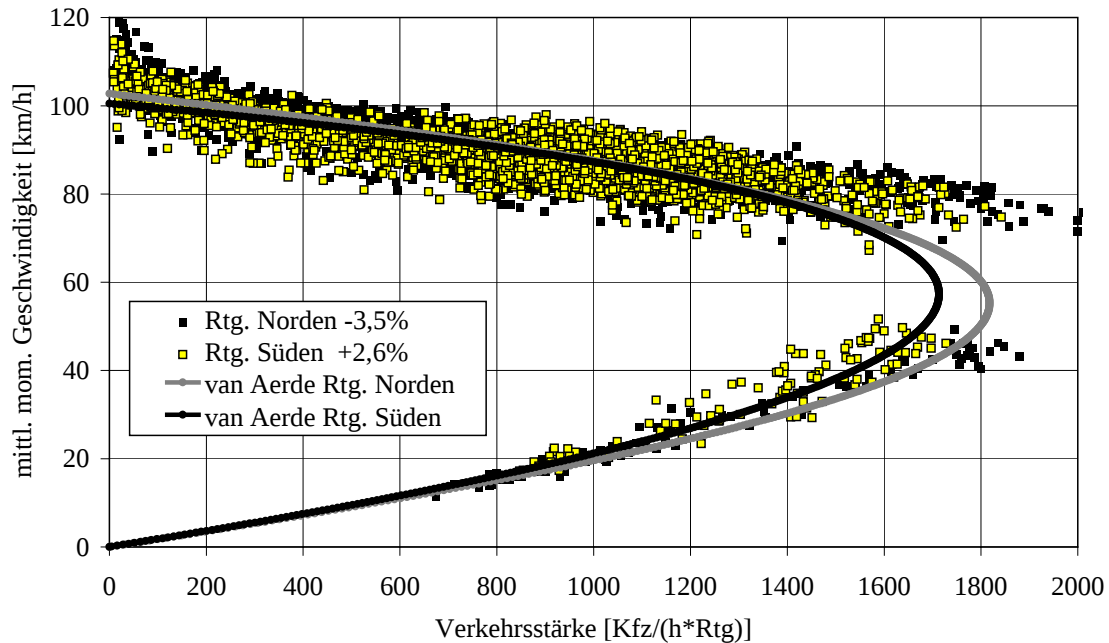


Abb. 3-26: q-v-Diagramm für den Elbtunnel (Mittelröhre, 1 Fahrstreifen) auf Basis des nicht-linearen k-v-Modells nach van Aerde (60-Minuten-Intervalle)

Elbtunnel, A 7 Hamburg (Mittelröhre)
60-Min.-Intervalle für 1 Fahrstreifen (T80)

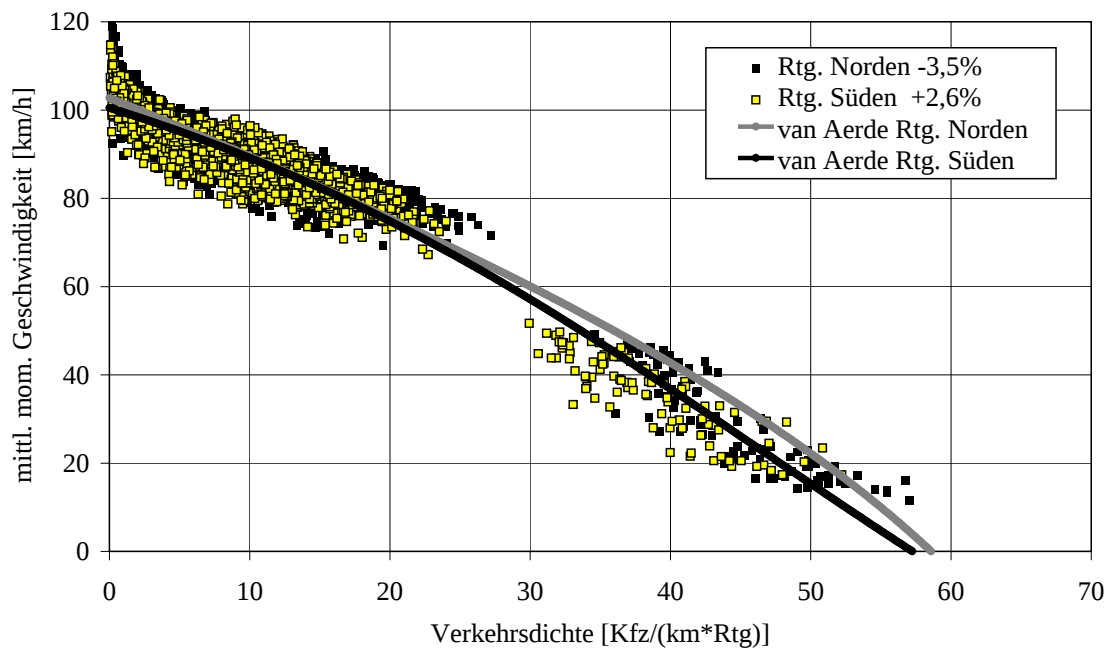


Abb. 3-27: k-v-Diagramm für den Elbtunnel (Mittelröhre, 1 Fahrstreifen) auf Basis des nicht-linearen k-v-Modells nach van Aerde (60-Minuten-Intervalle)

3.5 q-v-Diagramme und Kapazität

Nachfolgend sind die auf Basis der Varianzanalyse verallgemeinerten q-v-Diagramme für den freien und teilgebundenen Verkehr dargestellt. Diese q-v-Diagramme für Richtungsverkehr und für Gegenverkehr orientieren sich an den aktuellen Bemessungsrichtlinien für Autobahnen und 2-streifige Landstraßen. Sie wurden so konzipiert, daß die Berücksichtigung der Tunnelstrecken im Rahmen des „Handbuchs für die Bemessung von Straßenverkehrsanlagen“ (vgl. Brilon e.a., 1998) ohne große Änderung möglich ist.

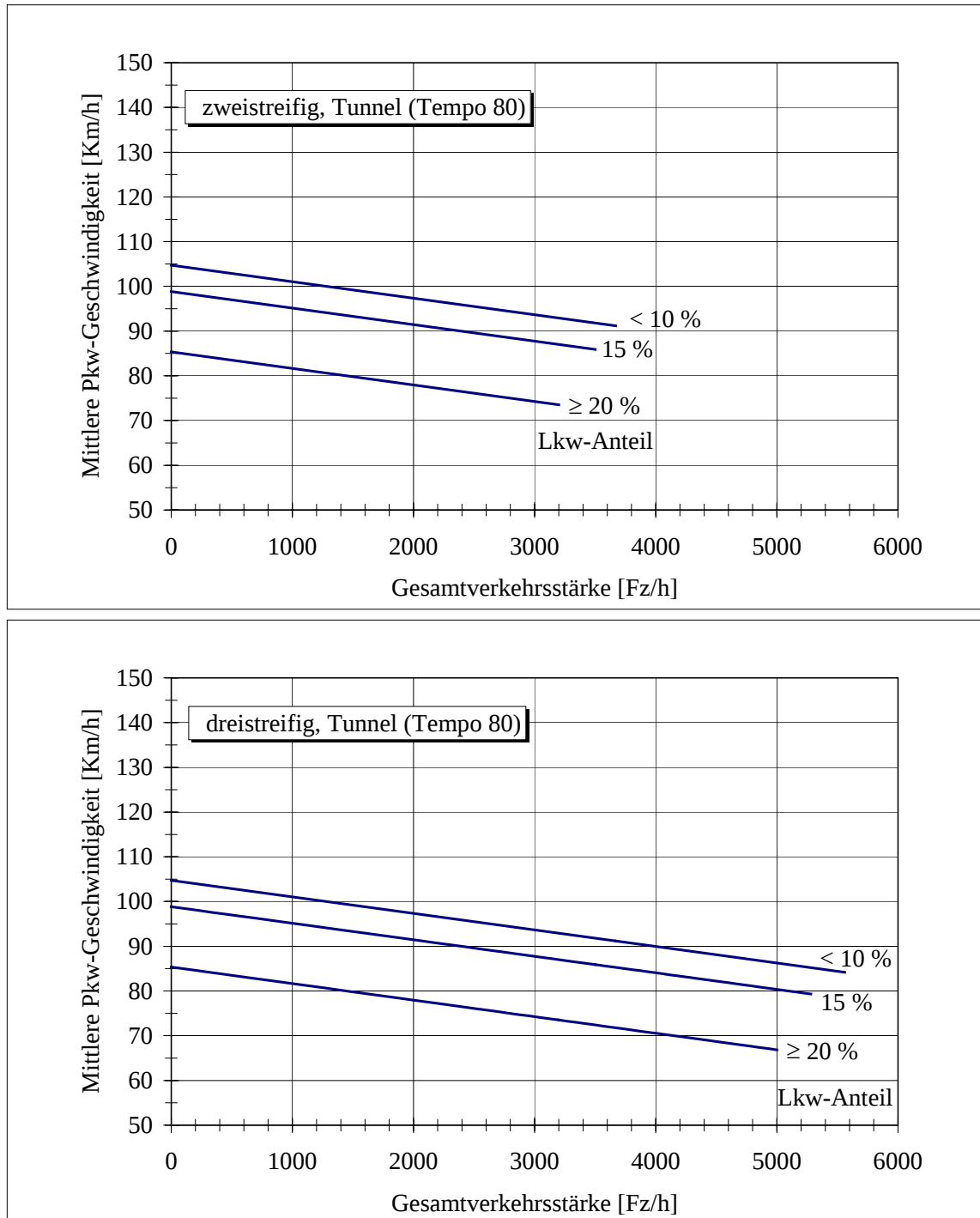


Abb. 3-28: q-v-Diagramme für mehrstreifige Tunnel im Richtungsverkehr ($s < 2\%$)

In Abb. 3-28 sind die q-v-Diagramme für 2- und 3-streifige Richtungsfahrbahnen mit weniger als 2 % Längsneigung dargestellt. Bei größeren Längsneigungen von bis zu 4 % sind die angegebenen Geschwindigkeiten um 10 km/h zu reduzieren. Da in den Berechnungen 2- und 3-streifige Tunnelstrecken zusammen betrachtet wurden, sind die dargestellten Geraden im Bereich kleiner Verkehrsstärken identisch. Die Festlegung der dargestellten Kapazitäten erfolgte anhand der empirischen Daten, aber auch durch den Vergleich mit Literaturquellen (Heidemann, Hotop, 1990; Brilon e.a., 1998). Dies gilt insbesondere für die 3-streifigen Richtungsfahrbahnen.

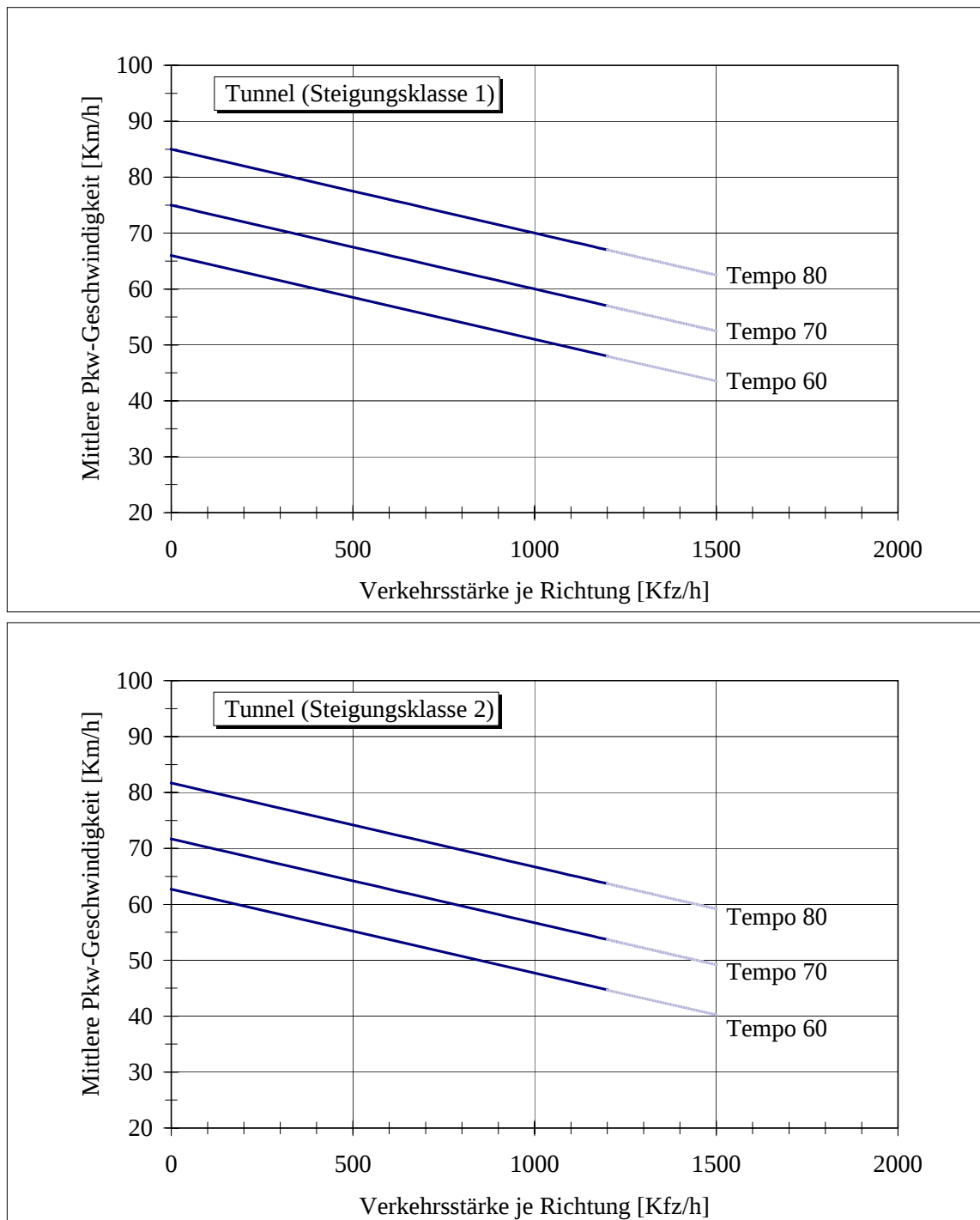


Abb. 3-29: q-v-Diagramme für 2-streifige Tunnel im Gegenverkehr

Für 2-streifige Tunnelstrecken mit Gegenverkehr sind in Abb. 3-29 q-v-Diagramme der Steigungsklassen 1 und 2 dargestellt. Da der Unterschied zwischen beiden Diagrammen lediglich in einer Parallelverschiebung der Geraden um 3,3 km/h liegt, wäre auch hier wie im Richtungsverkehr die Darstellung eines q-v-Diagramms ausreichend. Aufgenommen wurden Geschwindigkeitsbegrenzungen von 60, 70 und 80 km/h. Dabei beruht die Gerade für Tempo 60 auf den Daten des Tunnels Heschl (Tempo 50). Der Fall Tempo 100 (Mitteltunnel Elbtunnel) wurde als für die Bemessung unrealistisch bewertet und nicht dargestellt. Die Kapazität dieser Tunnel liegt bei mindestens 1.200 Kfz/(h*Rtg.). Im Einzelfall sind Kapazitäten von bis zu 1.500 Kfz/(h*Rtg.) möglich (grau dargestellt).

Bewertung der Ergebnisse

Das Modell für Tunnel im **Richtungsverkehr** stützt sich im wesentlichen auf die Daten von 4 Tunnelstrecken. Zusätzlich wurden - zur Ergänzung des Modells für niedrige Lkw-Anteile - Daten von zwei Reisegeschwindigkeitsmessungen miteinbezogen. Da diese Daten für kürzere Bezugsintervalle ermittelt wurden (5-Minuten-Intervalle anstelle von 60-Minuten-Intervallen), besteht bei ihnen die Möglichkeit, die Geschwindigkeiten tendenziell zu überschätzen.

Die Varianzanalyse liefert für das lineare q-v-Modell im Richtungsverkehr eine weniger gute Anpassung als im Gegenverkehr. Dabei unterstellt das Gesamtmodell für alle Tunnel eine einheitliche Abnahme der Geschwindigkeiten mit der Verkehrsstärke. Tatsächlich weisen die Regressionsgeraden (lineares q-v-Modell) der einzelnen Tunnel im Richtungsverkehr sehr viel unterschiedlichere Neigungen auf als im Gegenverkehr.

Die Kapazität von 2-streifigen Autobahntunneln wurde für Lkw-Anteile bis 10 % mit 3.670 Kfz/(h*Rtg.) angesetzt. Dieser Wert ergibt sich durch Umrechnung der Angaben von Heidemann, Hotop (1990) (vgl. Brilon e.a., 1993). Die übrigen Kapazitäten wurden zu 3.500 und 3.200 Kfz/(h*Rtg.) für 15 % bzw. ≥ 20 % Lkw-Anteil angenommen. Diese Zahlen sind durch die Daten vom Elbtunnel (Lkw-Anteil 15 %) abgesichert. Hier wurde eine maximale Verkehrsstärke von 3.500 Fahrzeugen in Richtung Norden und von 3.200 Fahrzeugen pro Stunde in Richtung Süden beobachtet. In Tunnelstrecken, die nicht die ungünstige Wannenform des Elbtunnels aufweisen, sind im Einzelfall auch höhere Kapazitäten denkbar.

Für 3-streifige Autobahntunnel wurden die Kapazitäten normaler 3-streifiger Richtungsfahrbahnen nach Brilon e.a. (1998) angesetzt. Empirische Daten im Bereich der Kapazität lagen nicht vor. Die Datengrundlage für 3-streifige Tunnelstrecken ist insgesamt unbefriedigend. Der Hauptgrund hierfür ist die nach wie vor geringe Anzahl solcher Tunnelstrecken in Deutschland. Darunter befindet sich kein Tunnel, der gleichzeitig als vom Ausbau repräsentativ und hoch belastet bezeichnet werden kann.

Das Modell für Tunnel im **Gegenverkehr** liefert eine gute Anpassung an die vorhandenen Daten. Dabei konnte durch das umfangreiche Datenmaterial eine breite Palette unterschiedlicher

Bedingungen abgedeckt werden. Der dominierende Einflußfaktor auf die Geschwindigkeiten ist das vorgeschriebene Tempolimit. Deutliche und systematische Überschreitungen der Geschwindigkeitsbegrenzungen wurden aus den dargestellten Diagrammen eliminiert.

Eine Kapazität von 1.200 Kfz/(h*Rtg.) wird selbst bei den sehr langen Gegenverkehrstunneln in den Alpen erreicht. Um Staus im Tunnel zu vermeiden, wird dort vielfach der Zufluß zum Tunnel mit Hilfe der Mautschalter auf diesen Wert begrenzt. Ohne diese Begrenzung - vor allem bei kurzen Tunnelstrecken - sind im Einzelfall auch Kapazitäten bis zu 1.500 Kfz/(h*Rtg) wie z.B. beim Tunnel Heslach möglich.

4. VERKEHRSABLAUF BEI STÖRFÄLLEN

4.1 Definition Störfall

Im vorangegangenen Kapitel wurde der Versuch unternommen, den Verkehrsablauf im Tunnel unter optimalen Bedingungen durch geeignete Merkmale zu beschreiben. Optimal bedeutet in diesem Fall, daß die Zahl möglicher Einflußfaktoren auf ein Minimum reduziert wurde, indem z.B. keine Strecken mit hohen Längsneigungen ausgewählt wurden. Gleichzeitig wurden die Termine für die Messungen so gewählt, daß keine zeitlich veränderlichen Umfeldbedingungen den Verkehrsablauf negativ beeinflussen (vgl. Brilon, Ponzlet, 1996). Alle diese genannten Faktoren - seien sie zeitlich konstant oder veränderlich - wirken sich permanent auf den Verkehrsablauf aus. Sie werden daher im Rahmen dieser Untersuchung unter dem Begriff *Normalbetrieb* zusammengefaßt. Im Gegensatz dazu haben *Störfälle* nur einen räumlich und zeitlich begrenzten Einfluß auf den Verkehrsablauf (vgl. Abb. 4-1).

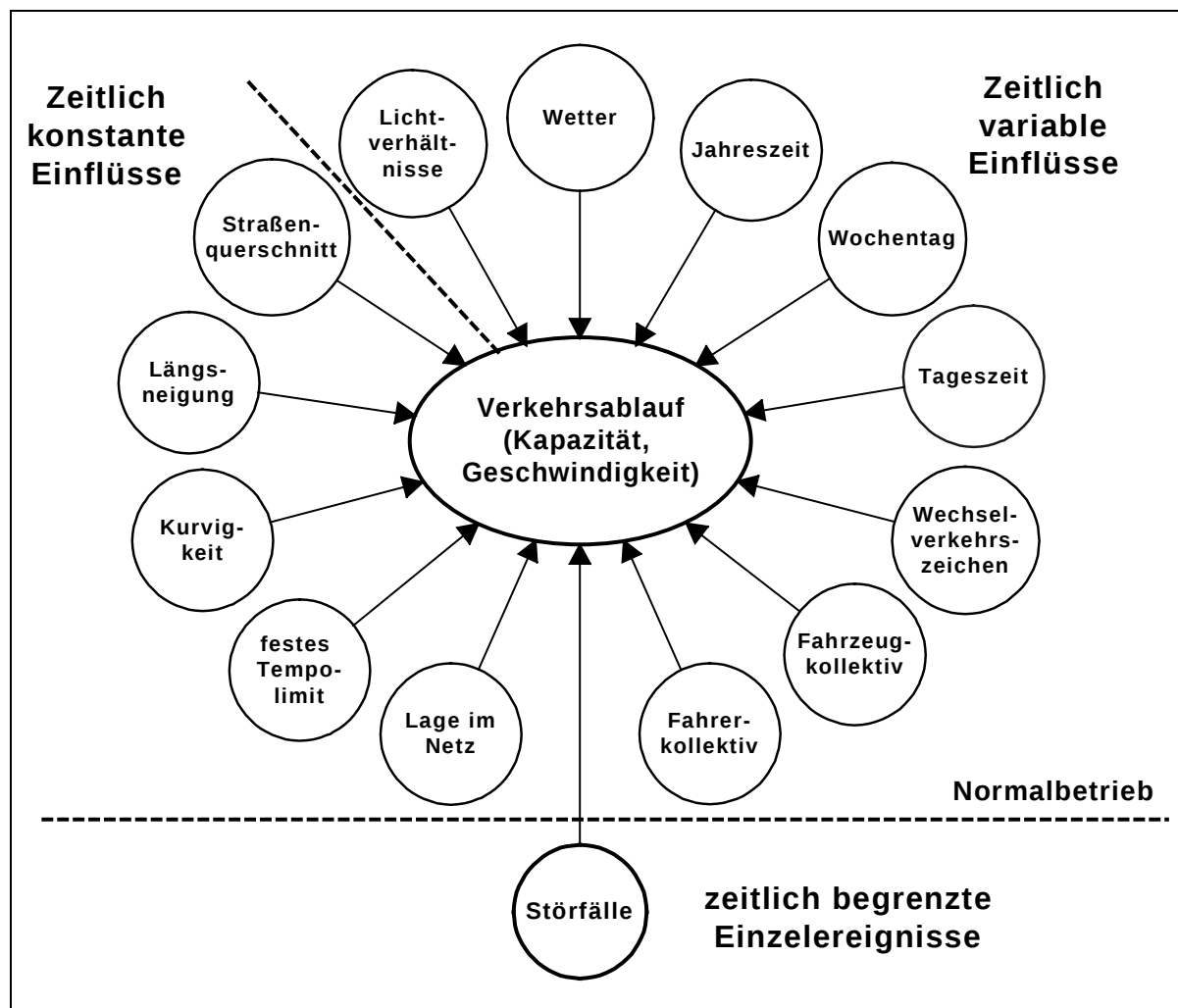


Abb. 4-1: Einflussfaktoren auf den Verkehrsablauf

Obwohl Störfälle - gemessen am gesamten Verkehrsaufkommen - nur einen geringen Anteil ausmachen, sind ihre Auswirkungen für den einzelnen Verkehrsteilnehmer sowie das Umfeld

von hoher Bedeutung. Vielfach verursachen sie Stauerscheinungen, die mit einer Zunahme der Fahrzeiten, der Betriebskosten der Fahrzeuge und der Emissionen verbunden sind. Dabei nehmen die Auswirkungen von Störfällen mit wachsender Verkehrsbelastung überproportional zu. Für die vorliegende Untersuchung ist die Analyse der Störfälle von besonderer Bedeutung, da von ihr maßgebende Unterscheidungsmerkmale für den Vergleich der Tunnelquerschnitte erwartet werden.

Eine zuverlässige Vorhersage von Störfällen sowie eine genau Berechnung von deren Auswirkungen auf den Verkehrsablauf ist aufgrund des stochastischen Charakters der Geschehnisse und der Vielzahl von Einflußfaktoren praktisch nicht möglich. Um dennoch eine brauchbare Schätzung vornehmen zu können, wird für das vorliegende Kapitel folgende Vorgehensweise gewählt: Zunächst werden einschlägige Untersuchungen im Hinblick auf ihre Übertragbarkeit auf das vorliegende Problem analysiert. Tunnelspezifische empirische Daten werden erhoben und ausgewertet. Auf dieser Grundlage werden pragmatische Vereinfachungen vorgenommen und Annahmen getroffen, mit dem Ziel bei vertretbarem Rechenaufwand das tatsächliche Ausmaß der Auswirkungen von Störfällen für das anschließende Bewertungsverfahren möglichst realistisch zu schätzen. Die getroffenen nachfolgend dargestellten Annahmen sind daher nicht mit beobachteten empirischen Daten zu verwechseln.

Zur Beschreibung der zu untersuchenden Ereignisse werden in der Literatur verschiedene Begriffe und Definitionen verwendet. Während im englischsprachigen Raum der Begriff *incident* allgemein üblich ist, werden im deutschen Sprachgebrauch die Begriffe *Störung*, *Störfall* und *Vorfall* verwendet. Dabei beinhaltet der Begriff *Störfall* im Gegensatz zum *Vorfall* bereits eine negative Bewertung des Ereignisses. Dagegen akzentuiert der Begriff *Störung* stärker die negativ besetzten Auswirkungen des auslösenden Ereignisses. Für die nachfolgenden Betrachtungen soll die folgende Definition eingeführt werden:

Ein *Störfall* ist ein räumlich und zeitlich singuläres Ereignis, das zu einer vorübergehenden Änderung des Fahrverhaltens einzelner Fahrer und/oder des gesamten Verkehrsablaufs führt, und das mit einer zeitlich begrenzten Reduzierung der Kapazität eines Streckenabschnitts verbunden ist.

Vielfältiger noch als die verwendeten Begriffe sind deren unterschiedliche Definitionen. Die wichtigsten Begriffsbestimmungen stammen von Goolsby und Smith (1971), Ferguson und Jenkins (1977), Bång (1979) und Keller e.a. (1983). Möglichkeiten der Differenzierung bestehen einerseits hinsichtlich der Art des Ereignisses und deren Ursachen und andererseits im Hinblick auf die Auswirkungen des Ereignisses auf einzelne Verkehrsteilnehmer bzw. den gesamten Verkehrsablauf. Keller e.a. (1983) sprechen hier von einem „Ereignisfeld Ursachen - Vorfall - Wirkungen - Folgen“. Ausgehend von den Ursachen eines Störfalls können die folgenden Einflüsse unterschieden werden:

- fahrer- / fahrzeugbedingte Störfälle,

- straßenbetriebsbedingte Störfälle.

Keller e.a. (1983) ergänzen diese Liste noch durch witterungsbedingte und verkehrsbedingte Störfälle. Bei den von den Autoren hierunter subsumierten Ereignissen handelt es sich jedoch nicht um Störfälle im Sinne der zuvor getroffenen Definition. Vielmehr werden hier plötzliche Änderungen der in Abb. 4-1 dargestellten, zeitlich variablen Einflußgrößen betrachtet. Zur Beschreibung des Verkehrsablaufs bei Normalbetrieb wäre es im Sinne der hier verwendeten Definition erforderlich, den Einfluß aller zeitlich konstanten und zeitlich variablen Einflußfaktoren auf die Parameter des Verkehrsablaufs zu quantifizieren. Letztlich sind alle diese Parameter über die Zeit veränderlich. In der Praxis verzichtet man in der Regel auf diese Art der Vorgehensweise, da die Zusammenhänge viel zu komplex sind. Die zeitlich variablen Einflußfaktoren besitzen neben einem meist periodischen Anteil einen starken stochastischen Charakter und sind daher nur schwer prognostizierbar. Aus diesem Grund werden witterungs- und verkehrsbedingte Störungen des Verkehrs auch in den Untersuchungen über Störfälle vielfach nur am Rande erwähnt.

Fahrer- / fahrzeugbedingte Störfälle

Als fahrer-/fahrzeugbedingte Störfälle sollen hier solche Ereignisse bezeichnet werden, die durch ein sogenanntes Fahrer-Fahrzeug-Element ausgelöst werden. In der Regel spricht man erst dann von einem Störfall, wenn ein verursachendes Fahrzeug zum Stehen kommt. Nach Schnüll und Meinefeld (1980) und Keller e.a. (1983) werden haltende bzw. stehende Fahrzeuge wie folgt weiter differenziert:

- freiwillige Halte,
- Nothalte (z.B. Pannen),
- Unfälle.

Freiwillige Halte, die z.B. der Orientierung dienen, werden nachfolgend nicht weiter betrachtet. Dabei wird unterstellt, daß die Fahrzeugführer im Bereich von Tunneln einen Haltepunkt so wählen, daß der Verkehrsablauf nicht weiter beeinflusst wird. Unter einem Nothalt ist ein solcher Halt zu verstehen, bei dem entweder der Fahrer oder sein Fahrzeug in seiner Fahrtüchtigkeit beeinträchtigt ist. Mögliche Ursachen sind Defekte am Fahrzeug, Benzinmangel oder ein plötzliches körperliches Unvermögen des Fahrzeugführers. Ebenso wie Nothalte - vereinfachend oft nur als Pannen bezeichnet - gehören Unfälle zu den zeitlich und räumlich nicht steuerbaren, zufälligen Ereignissen.

Straßenbetriebsbedingte Störfälle

Alle unter Ausnutzung von Teilen der Fahrbahn oder des Standstreifens durchgeführte Maßnahmen des Straßenbetreibers oder von Fremdfirmen sind im Sinne der verwendeten Definition Störfälle. Insbesondere in Straßentunneln sind in regelmäßigen Abständen Maßnahmen erforderlich, die vor allem der betrieblichen Unterhaltung dienen. Anders als die zuvor genannten fahrzeugbedingten Störfälle sind betriebliche Maßnahmen zeitlich beeinflussbar. Sie werden in

der Regel so terminiert, daß unter Berücksichtigung betrieblicher und technischer Randbedingungen Störungen des Verkehrsablaufs soweit wie möglich vermieden werden.

4.2 Nothalte

Um die Auswirkungen von Nothalten auf den Verkehrsablauf quantifizieren zu können, ist es zunächst erforderlich, die Abläufe bei Nothalten zu kennen und anhand geeigneter Parameter zu beschreiben:

Sobald der Fahrzeugführer die Notwendigkeit eines Nothaltes erkennt, wählt er in Abhängigkeit von der Ursache des Nothaltes und der ihm zur Verfügung stehenden Information über sein Umfeld einen geeigneten Ort für den Halt. Dieser kann auf dem Standstreifen, in einer Nothaltebucht oder auf der Fahrbahn liegen. Ein Fahrzeug, das zunächst auf der Fahrbahn gehalten hat, wird möglicherweise nach einer kurzen Prüfung der Situation doch noch einen sicheren Ort ansteuern. Nach Wiederherstellung der Fahrtüchtigkeit aus eigener Kraft oder mit der Hilfe Dritter kann die Fahrt fortgesetzt werden. Andernfalls wird das Fahrzeug abgeschleppt. Dabei richtet sich die Dauer des Nothaltes nach der Ursache und, falls die Hilfe Dritter erforderlich ist, nach dem Zeitverlust bis zu deren Eintreffen.

Der wichtigste Parameter zur Beschreibung des Nothaltegeschehens ist die Häufigkeit bzw. die Wahrscheinlichkeit für das Auftreten von Nothalten. Dabei ist in Abhängigkeit vom Straßenquerschnitt anzugeben, welcher Anteil sich auf dem Standstreifen bzw. in Nothaltebuchten und welcher Anteil der Nothalte auf der Fahrbahn erfolgt. Darüber hinaus ist die Dauer der Nothalte von Bedeutung.

Die Genauigkeit der Parameterschätzung steht in engem Zusammenhang zur Güte des empirischen Datenmaterials. Eine vollständige Erfassung aller Nothalte erfolgt an Bundesautobahnen in der Regel nicht. Aufzeichnungen über die Benutzung von Notrufsäulen enthalten keine Informationen über die Nothalte, bei denen die Verkehrsteilnehmer sich selbst helfen konnten oder über ein Auto- oder Mobiltelefon Hilfe gerufen haben. Ähnlich verhält es sich mit den Aufzeichnungen der Pannendienste. Selbst bei Tunnelstrecken mit einer 24 Stunden besetzten Betriebszentrale werden nicht immer alle Monitore ununterbrochen überwacht. Bei den wenigen verfügbaren empirischen Daten sind zum Teil örtliche Besonderheiten zu berücksichtigen.

4.2.1 Häufigkeit von Nothalten

In Tabelle 4-1 sind Angaben über Pannenhäufigkeiten in ausländischen Straßentunneln im Zuge von Fernstraßen zusammengestellt, Tabelle 4-2 erhält entsprechende Werte für Deutschland.

Tunnel	Land	Ver- kehr ⁵	Röhren	Fahr- str.	Neigung	Länge [km]	Jahr	DTV [Fz/d]	Jahresfahr- leistung [Fz*km/a]	Rate [P/10 ⁶ Fz*km]
Österreichische Tunneldatenbank										
Arlberg	A	GV	1	2		13,972	1995	6.303	32.143.913	4,39
Bosruck	A	GV	1	2		5,5	1995	4.415	8.863.113	0,00
Felbertauern	A	GV	1	2		5,183	1995	3.300	6.242.924	0,00
Gleinalm	A	GV	1	2		8,32	1995	9.673	29.374.966	0,00
Katschberg	A	GV	1	2		5,439	1995	11.059	21.954.714	2,37
Karawanken- Nord	A	GV	1	2		7,864	1995	4.999	14.348.930	0,00
Pfänder	A	GV	1	2		6,718	1995	17.601	43.158.884	2,69
Plabutsch	A	GV	1	2		9,755	1995	15.830	56.363.902	1,31
Roppen	A	GV	1	2		5,1	1995	12.963	24.130.625	2,20
Tauern	A	GV	1	2		6,401	1995	12.136	28.354.126	2,43
Jahresbericht 1996 Gotthard-Tunnel										
Gotthard	CH	GV	1	2		16,822	1990-96	16.387	100.613.970	6,41
PIARC (1995)										
Hiefler	A	RV	2	2		2	1987-91		10.400.000	2,19
Tanzenberg	A	RV	2	2		2,4	1987-90		4.000.000	7,23
Aguas Santas	P	RV	2	2		0,3	1991		7.600.000	0,00
Dullin	F	RV	2	2	2,4%	1,5	1984-91		7.300.000	5,56
Vuache	F	RV	2	2	0,8%	1,4	1982-93		4.800.000	1,50
Châtillon	F	RV	2	2	0,6%	0,7	1990-92		6.000.000	4,00
St Germain de Joux	F	RV	2	2	2%	1,2	1990-92		6.000.000	1,53
Hvaler	N	RV	1	2	10%	3,8	1989-90 1992		200.000 200.000	17,94 7,30
Ellingsoy	N	RV	1	3	8,5%	3,5	1988-90		1.100.000	6,20
Valderoy	N	RV	1	3	9%	4,5	1988-90		900.000	3,30
Godoy	N	RV	1	2	10%	3,8	1989-92		300.000	2,55
Hoyanger	N	RV	1	2	1,4%	7,5	1983-92		200.000	2,72
Arnanipa	N	RV	1	2		2,1	1992		1.900.000	2,22
Arlberg	A	RV	1	2		14	1987-91		1.700.000	19,00
Katschberg	A	RV	1	2		5,4	1987-91		3.900.000	3,08
Tauern	A	RV	1	2		6,4	1987-91		4.500.000	4,19
Amberg	A	RV	1	2		3	1987-91		5.400.000	2,87
Gräbern	A	RV	1	2		2,1	1987-91		2.700.000	4,04
Fréjus	F	RV	1	2	0,5%	12,9	1980-91		1.000.000	8,75
Mont Blanc	F	RV	1	2	2,4-0,5%	11,6	1989-92		1.900.000	5,03
L'Epine	F	RV	1	3	0,5%	3,1	1984-91		8.500.000	4,92
Chamoise	F	RV	1	2	0,5-1%	3,3	1990-92		5.800.000	2,24

Tabelle 4-1: Übersicht der Pannenhäufigkeiten in Straßentunneln (Ausland)

Aus dem Ausland lagen im wesentlichen 3 Quellen vor. Die österreichische Tunneldatenbank wird vom Ingenieurbüro Mikura, Korneuburg geführt. Von dort hat man dem Lehrstuhl für Verkehrswesen freundlicherweise Daten über Pannen und Unfälle in den besonders langen Tunneln aus dem Jahr 1995 zur Verfügung gestellt. Ferner konnten dem Jahresbericht der

⁵ Verkehrsart: RV = Richtungsverkehr, GV = Gegenverkehr

Betriebskommission des Gotthardtunnels ähnliche Daten entnommen werden. Die umfangreichste Datensammlung stammt aus einer Veröffentlichung des PIARC/AIPCR-Komitees für Straßentunnel anlässlich des Weltstraßenkongresses in Montreal 1995.

Für Deutschland liegt eine Untersuchung über Pannennraten von Baltzer (1984) vor. Des weiteren wurden Pannenzahlen für Tunnel an Bundesautobahnen aus der „Dokumentation von Straßentunneln in Deutschland“ (Ausgabe 1996) entnommen. Das aus der Literatur vorliegende Datenmaterial wurde durch Befragungen der Betreiber des Elbtunnels (A 7, Hamburg), des Emstunnels (A 31, Leer) und des Tunnels Rendsburg (B 77/202) ergänzt.

Tunnel	Land	Verkehr ⁶	Röhren	Fahrstr.	Neigung	Länge [km]	Jahr	DTV [Fz/d]	Jahresfahrleistung [Fz*km/a]	Rate [P/10 ⁶ Fz*km]
Baltzer (1984)										
Rheinallee	D	RV	2	2	0,6%	0,65	1980-82			7,57
Flughafen Tegel	D	RV	2	2	0,2-4%	0,95	1979-80			1,86
Ruhrschnellw.	D	RV	2	2	0,5-2,1%	1,005	1980-81			19,57
Kiesberg	D	RV	2	2	1-6,5%	0,95	1976-81			2,52
Schönbuch	D	RV	2	2	3%	0,6	1981-82			10,17
Dokumentation von Straßentunneln in Deutschland (1996)										
Agnesburg	D	RV	2	2/3	3%	0,7	1994	33.950	8.711.400	0,69
Virngrund	D	RV	2	2	1,8%	0,467	1994	34.500	5.880.698	0,51
Hörnchenberg	D	RV	2	2	4%	0,524	1994	5.220	998.377	11,02
Engelberg	D	RV	2	2	1,5-3,1%	0,3	1994	83.900	9.278.921	1,08
Hohentwiel	D	RV	2	2	2,5%	0,808	1994	10.700	3.155.644	0,32
Schönbuch	D	RV	2	2	3%	0,6	1994	53.250	11.661.750	0,94
Pfaffenstein	D	RV	2	2	0,5-1,8%	0,88	1994	52.000	16.702.400	0,72
Graefelfing	D	RV	2	2	0,5-2%	0,28	1994	62.000	6.336.400	14,98
Baubehörde Hamburg - Tiefbauamt										
Elbtunnel	D	RV/GV	3	2	2,6-3,5%	3,3	1990-96	105.417	126.974.604	11,62
Autobahnmeisterei Leer										
Emstunnel	D	RV	2	2	3,5%	5,9	1990-96	11.601	24.981.677	2,75
Wasser- und Schifffahrtsamt Kiel (eigene Datenauswertung)										
Rendsburg	D	RV	2	2	4%	1,2	1996	33.600	12.264.000	3,02

Tabelle 4-2: Übersicht der Pannenhäufigkeiten in Straßentunneln (Deutschland)

Älteres Datenmaterial ist für die Schätzung heutiger Pannennraten in Straßentunneln nur bedingt einsetzbar. Durch den ständigen technischen Fortschritt in der Fahrzeugtechnik und einen zunehmend moderneren, besser gewarteten Fahrzeugpark ist ein genereller Trend abnehmender Pannennraten zu erwarten. Diese Entwicklung wurde auch von der PIARC-Gruppe festgestellt.

Die Pannendaten insgesamt sind außerordentlich inhomogen und mit starken Streuungen behaftet. Ein erheblicher Einfluß auf die Pannennraten wird den Steigungsverhältnissen beimessen. Anhand einiger Beispiele aus Frankreich ermittelte das PIARC-Komitee eine

⁶ Verkehrsart: RV = Richtungsverkehr, GV = Gegenverkehr

Zunahme der Pannenraten mit wachsender Steigung und gleichzeitig eine Abnahme der Pannenraten mit steigendem Gefälle. Dabei ist nicht nur die Längsneigung im Tunnel selbst, sondern auch auf der Vorlaufstrecke zu berücksichtigen. Sogenannte „Scheiteltunnel“ weisen oft erhöhte Pannenraten auf. Hier ist die Tunnelstrecke selbst als Kuppe trassiert, liegt jedoch am Ende einer evtl. recht langen Steigungsstrecke.

Mittlere Pannenraten für Autobahntunnel im Richtungsverkehr werden wie folgt angegeben:

- 0,6 Pannen / Jahr und Mio. Kfz*km (Österreich, Quelle: Hörhan, 1995),
- 3 - 6 Pannen / Mio. Kfz*km (Quelle: PIARC, 1995).

Beim Vergleich aller vorliegenden Daten erscheint die Angabe aus Österreich mit 0,6 Pannen je 1 Million Fahrzeugkilometer unrealistisch niedrig. Hier ist zu vermuten, daß speziell bei den mit 0 Pannen aufgeführten Tunnelstrecken eine vollständige Datenerfassung nicht gegeben ist. Der ADAC (Abt. Pannenberichtserfassung) geht von einer Pannenzahl von rd. 750.000 Pannen im deutschen Autobahnnetz aus. Dies entspricht einer Pannenrate von ca. 4,9 Pannen je 1 Million Fahrzeugkilometer.

Auf der Basis der vorliegenden Daten wird die mittlere Pannenrate in Straßentunneln im Zuge von Bundesautobahnen und autobahnähnlichen Strecken mit

4 Pannen je 1 Mio. Fahrzeugkilometer

angenommen. Dieser Wert liegt in der unteren Hälfte des von der PIARC angegebenen Bereiches. Dabei wird unterstellt, daß Tunnel in Deutschland mit maximalen Längsneigungen von 4 % im Mittel günstiger trassiert werden als im Ausland.

4.2.2 Nutzung von Pannenbuchten und Standstreifen

Für den Vergleich von Straßenquerschnitten mit und ohne Pannenbuchten ist der Nutzungsgrad der **Pannenbuchten** von besonderer Bedeutung. Dieser kann von vielen verschiedenen Einflußfaktoren abhängen, wie z.B. der Art der Panne, der Einschätzung des Defektes durch den Fahrzeugführer oder der ihm zur Verfügung stehenden Information über die Entfernung zur nächsten Pannenbucht. Eine umfassende Modellierung dieser Abläufe würde über den Rahmen dieser Untersuchung hinausgehen. Es soll jedoch anhand einiger pragmatischer Ansätze geschätzt werden, in welchem Umfang Pannenbuchten in Tunneln genutzt werden.

Dem PIARC-Komitee lagen empirische Daten der drei Tunnel Chamoise, Fréjus (beide Frankreich) und Oslo (Norwegen) vor. Hier lag der Anteil der Halte in den Pannenbuchten bei rd. 20 %. Dabei betrug der Abstand der Pannenbuchten der französischen Tunnel 400 bzw. 4200 m. Für den Tunnel Oslo lagen keine Angaben vor.

Im Gegensatz zu dieser rein prozentualen Schätzung soll nachfolgend versucht werden, zumindest die Anzahl der Buchten und deren Abstand zu berücksichtigen. Zu diesem Zweck wurden die beiden Tunnel „Tegel Ortskern“ und „Tegel Flughafen“ (beide A 111, Berlin) näher untersucht. Die Mitarbeiter der Tunnelbetriebszentrale für beide Tunnel erklärten sich bereit, für einen begrenzten Zeitraum eine Strichliste über die haltenden Fahrzeuge zu führen. In der Zeit vom 3. 3. - 6. 4. 1998 wurden insgesamt 56 Nothalte gezählt. Davon entfielen 11 auf die Pannenbuchten. Alle übrigen Fahrzeuge hielten auf der Fahrbahn. Im gesamten Bereich gibt es 8 Pannenbuchten unterschiedlichen Abstands mit Längen von 28 bzw. 30 m.

Für die Schätzung wird vereinfachend angenommen: Alle die Fahrzeuge halten in der Pannenbucht, bei denen sich die Notwendigkeit eines Haltes in Höhe der Bucht oder unmittelbar davor ergibt. Ebenso gibt es unmittelbar vor der Tunnelausfahrt einen Bereich ohne Nothalte, da die Fahrzeugführer es hier vorziehen, in der meist unmittelbar hinter dem Tunnel vorhandenen Nothaltebucht anzuhalten. Alle übrigen Fahrzeuge halten auf der Tunnelfahrbahn. Für den gesamten Bereich wird eine einheitliche Pannenrate unterstellt. Abschließend wird unter Berücksichtigung der Verkehrsbelastungen der einzelnen Abschnitte iterativ der für alle Buchten gleich große „Einflußbereich“ berechnet. Für diesen Einflußbereich, d.h. den Streckenabschnitt, in dem alle Notsituationen rechnerisch zu einem Halt in der Bucht führen, wurde eine Länge von 110 m ermittelt. Bei einer Länge der Pannenbucht von 40 m nach den „Richtlinien für die Ausstattung und den Betrieb von Straßentunneln“ (RABT, Ausgabe 1994) entspricht dies einem Bereich von 70 m vor der Bucht.

Diese Annahmen gelten für den jeweils ersten Halt eines Fahrzeuges. Zur Vereinfachung wird nicht berücksichtigt, daß einzelne Fahrzeuge nach einem kurzen Halt auf der Fahrbahn in eine Pannenbucht fahren oder geschoben werden. Die Nothalte in den Pannenbuchten werden genauso behandelt wie die auf dem Standstreifen an den entsprechenden Querschnitten.

Wenn in einem Tunnel ein durchgehender **Standstreifen** vorhanden ist, wird dieser in aller Regel auch für Nothalte genutzt. Nur in sehr wenigen Ausnahmefällen ist es den Fahrzeugführern nicht mehr möglich, den Standstreifen zu erreichen. Darüber hinaus zeigen die Erfahrungen, daß Fahrzeuge des Schwerverkehrs häufig über die eigentliche Breite des Standstreifen hinausreichen. So ist beispielsweise der Wechsel eines Reifens auf der Fahrerseite bei fließendem Verkehr für den Fahrzeugführer lebensgefährlich. Aus diesem Grund sperren die Betreiber des Emstunnels (A 31, Leer) bei LKW-Pannen häufig den rechten Fahrstreifen für den Verkehr. Auf der Basis dieser Daten vom Emstunnel wird vereinfachend angenommen, daß ein Anteil aller Nothalte entsprechend dem Lkw-Anteil am Verkehrsaufkommen an Querschnitten mit durchgehendem Standstreifen auf der Fahrbahn zum Halt kommen. Dabei wird jeweils ein Fahrstreifen für den Verkehr blockiert.

4.2.3 Dauer von Nothalten

Im Hinblick auf mögliche Störungen des Verkehrsablaufs ist vor allem die Dauer solcher Nothalte von Bedeutung, durch die ein Teil der Fahrbahn blockiert wird. Die Dauer von Nothalten auf dem Standstreifen oder in Pannenbuchten ist in diesem Sinne weniger relevant. Daher wurde vor allem auf empirische Daten von Tunneln ohne Standstreifen zurückgegriffen.

Baltzer (1984) stellte im Rahmen seiner Untersuchungen Häufigkeitsverteilungen von Pannen u.a. in Abhängigkeit von der Art der Panne dar. Dabei ermittelte er für die Tunnel Rheinallee (Düsseldorf), Flughafen Tegel, Ruhrschnellweg sowie Schwameringer und Winterthurerstraße in der Schweiz eine mittlere Pannendauer von 19 Minuten.

Das umfangreiche Datenmaterial aus dem Jahr 1996, das die Betreiber des Elbtunnels dem Lehrstuhl für Verkehrswesen zur Verfügung gestellt hatten, enthält im Rahmen einer täglichen Statistik jeweils die Anzahl der Pannen, die mittlere, die minimale und die maximale Pannendauer. Die Dauer der Pannen an Tagen mit 1 oder 2 Pannen wurde ausgewertet. Es ergab sich ein Mittelwert von 12,7 Minuten bei einer Standardabweichung von 11,7 Minuten (129 Pannen insgesamt). Der Maximalwert betrug 100 Minuten. In Abb. 4-2 ist die entsprechende Häufigkeitsverteilung dargestellt. Drei Viertel aller Pannen dauern maximal 10 Minuten.

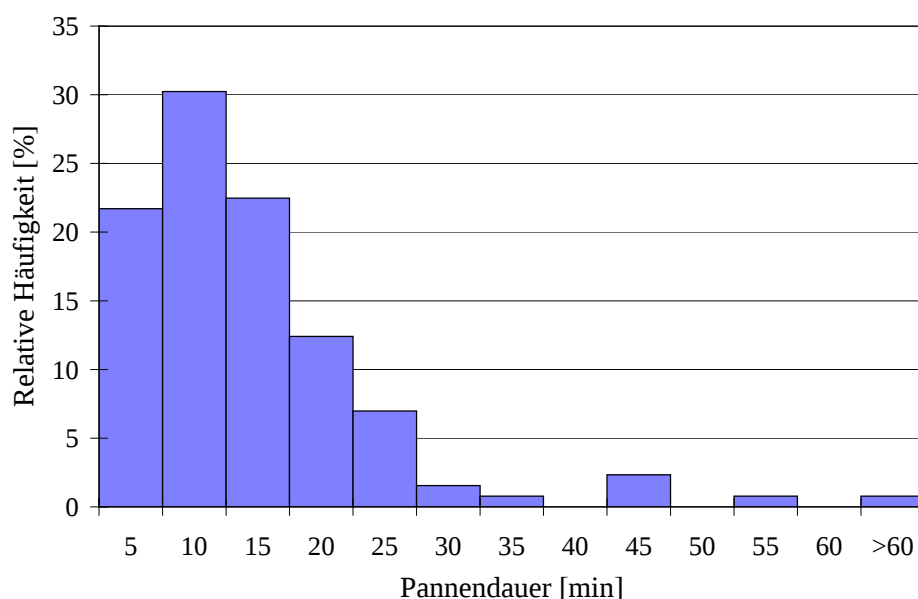


Abb. 4-2: Häufigkeitsverteilung der Pannendauer im Elbtunnel (1996)

Bei der Beurteilung dieser Daten ist zu berücksichtigen, daß der Elbtunnel über eine sehr gute Überwachung, eigenes Personal und Gerät zur Räumung der Fahrbahn verfügt. Die umfassende Überwachung ist gerade im Fall des Elbtunnels von besonderer Bedeutung, da dieser weder über einen Standstreifen noch über Pannenbuchten verfügt. In den meisten anderen Tunneln dürften daher die Zeiten der Fahrbahnblockierung länger sein. Diese Einschränkungen gelten in ähnlicher Weise auch für die beiden Tunnel Rendsburg (B 77/202) und Emstunnel (A 31, Leer).

Darüber hinaus ist das von diesen Tunneln vorliegende Material für eine statistische Untersuchung unzureichend.

Auch die Angaben in der Literatur über Nothalte an freien Strecken schwanken je nach Überwachung zwischen 5 und 40 Minuten. Als wichtigste Autoren sind hier zu nennen: Goolsby und Smith (1971), Keller (1972) und Bartlett (1972). Auf der Basis einer Literaturstudie wählten Schiller und Eger (1981) für die Vorläuferuntersuchung zu dieser Arbeit eine mittlere Pannendauer von 20 Minuten.

Für die weiteren Berechnungen wird eine mittlere Pannendauer von 15 Minuten für Pkw angenommen. Dieser Wert liegt zwar höher als die mittlere Pannendauer im gut überwachten Elbtunnel, aber niedriger als die von Baltzer (1984) angegebene mittlere Dauer. Dadurch soll die technische Weiterentwicklung der Fahrzeuge seit 1980 berücksichtigt werden. Für einen Anteil der Pannen entsprechend dem aktuellen Lkw-Anteil (vgl. Abs. 4.2.2) wird eine mittlere Dauer von 30 Minuten angenommen. Eine weitere Verteilung der Pannendauer, wie sie beim Fehmarn-Belt (Brilon, Lemke 1997) berücksichtigt wurde, würde angesichts der vielen unterschiedlichen zu betrachtender Störfälle zu einer Vervielfachung des Rechenaufwandes führen.

4.3 Unfälle

4.3.1 Häufigkeit von Unfällen

Zur Schätzung der Häufigkeit von Unfällen in Straßentunneln wurden zunächst Angaben aus der Literatur zusammengestellt. Dabei wurden im wesentlichen die gleichen Quellen verwendet wie bei der Untersuchung der Nothalte. Die Angaben zu Tunneln im Ausland stammen aus der österreichischen Tunneldatenbank, dem Bericht der Betriebskommission des Gotthardtunnels und der Zusammenstellung durch das PIARC-Komitee (vgl. Tabelle 4-3). Die PIARC gibt die mittlere Unfallrate für Autobahntunnel im Richtungsverkehr mit unter 1 Unfall je 1 Million Fahrzeugkilometer an. Als wichtige weitere Quelle wurde ein Bericht der „Schweizerischen Beratungsstelle für Unfallverhütung“ (bfu) berücksichtigt (vgl. Thoma, 1989). Der Autor vergleicht die Verkehrssicherheit von Autobahntunneln mit angrenzenden freien Strecken. Für die 9 untersuchten Tunnel berechnet er eine mittlere Unfallrate von 0,56 Unfällen je 1 Million Fahrzeugkilometer gegenüber einer mittleren Rate von 0,68 auf den freien Strecken. In einer österreichischen Untersuchung zum Einfluß der Tunnelbeleuchtung auf die Verkehrssicherheit (Hanreich e.a., 1986) ermittelten die Autoren eine mittlere Unfallrate von 2,02 Unfällen je 1 Million Fahrzeugkilometer im Richtungsverkehr (1976 bis 1982).

Tunnel	Land	Ver- kehr ⁷	Röhren	Fahr- str.	Neigung	Länge [km]	Jahr	DTV [Fz/d]	Jahresfahr- leistung [Fz*km/a]	Rate [U/10 ⁶ Fz*km]
Österreichische Tunneldatenbank										
Arlberg	A	GV	1	2		13,972	1995	6.303	32.143.913	0,25
Bosruck	A	GV	1	2		5,5	1995	4.415	8.863.113	0,23
Katschberg	A	GV	1	2		5,439	1995	11.059	21.954.714	0,55
Pfänder	A	GV	1	2		6,718	1995	17.601	43.158.884	0,28
Plabutsch	A	GV	1	2		9,755	1995	15.830	56.363.902	0,23
Roppen	A	GV	1	2		5,1	1995	12.963	24.130.625	0,25
Tauern	A	GV	1	2		6,401	1995	12.136	28.354.126	0,81
Jahresbericht 1996 Gotthard-Tunnel										
Gotthard	CH	GV	1	2		16,822	1990-96	16.387	100.613.970	0,49
PIARC (1995)										
Hiefler	A	RV	2	2		2	1987-91		10.400.000	0,93
Tanzenberg	A	RV	2	2		2,4	1987-90		4.000.000	0,57
Aguas Santas	P	RV	2	2		0,3	1991		7.600.000	0,00
Dullin	F	RV	2	2	2,4%	1,5	1984-91		7.300.000	0,34
Châtillon	F	RV	2	2	0,6%	0,7	1990-92		6.000.000	0,80
St Germain de Joux	F	RV	2	2	2%	1,2	1990-92		6.000.000	0,72
Hvaler	N	RV	1	2	10%	3,8	1989-90		200.000	0,96
Flekkeroy	N	RV	1	2	10%	2,3	1989-90		300.000	3,84
Ellingsoy	N	RV	1	3	8,5%	3,5	1988-90		1.100.000	1,14
Valderoy	N	RV	1	3	9%	4,5	1988-90		900.000	0,11
Godoy	N	RV	1	2	10%	3,8	1989-92		300.000	0,14
Hoyanger	N	RV	1	2	1,4%	7,5	1983-92		200.000	0,42
Armanipa	N	RV	1	2		2,1	1992		1.900.000	0,50
Arlberg	A	RV	1	2		14	1987-91		1.700.000	1,09
Katschberg	A	RV	1	2		5,4	1987-91		3.900.000	0,62
Tauern	A	RV	1	2		6,4	1987-91		4.500.000	0,73
Amberg	A	RV	1	2		3	1987-91		5.400.000	0,42
Gräbern	A	RV	1	2		2,1	1987-91		2.700.000	0,51
Fréjus	F	RV	1	2	0,5%	12,9	1980-91		1.000.000	0,45
Mont Blanc	F	RV	1	2	2,4-0,5%	11,6	1989-92		1.900.000	0,28
L'Epine	F	RV	1	3	0,5%	3,1	1984-91		8.500.000	0,45
Chamoise	F	RV	1	2	0,5-1%	3,3	1990-92		5.800.000	0,55
Schweizerische Beratungsstelle für Unfallverhütung (bfu) (1989)										
Belchen	CH	RV	2	2		3,18	1983-87			0,32
Seelisberg	CH	RV	2	2		9,28	1983-87			0,12
Arisdorf	CH	RV	2	2		1,36	1983-87			0,73
Baregg	CH	RV	2	2		1,08	1983-87			1,04
Allmend	CH	RV	2	2		0,95	1983-87			1,82
Ceneri	CH	RV	2	2/3		1,425	1983-87			0,48
Grancia	CH	RV	2	2		1,73	1983-87			0,76
Brünnen	CH	RV	2	2		0,51	1983-87			0,61
Eich	CH	RV	2	2		0,91	1983-87			0,54

Tabelle 4-3: Übersicht der Unfallhäufigkeiten in Straßentunneln (Ausland)

⁷ Verkehrsart: RV = Richtungsverkehr, GV = Gegenverkehr

Unfallraten aus der Literatur für den deutschen Raum sind in Tabelle 4-4 zusammengefaßt. Baltzer (1984) gibt für die von ihm untersuchten Tunnel eine mittlere Unfallrate von 1,10 Unfälle je 1 Million Fahrzeugkilometer an. Dabei streuen die Einzelwerte ganz erheblich (von 0,31 bis 2,70). Ergebnisse der Untersuchung von Steierwald und Lentz (1988) sind hier nicht dargestellt, da sie sich ausschließlich auf städtische Straßentunnel beziehen.

Tunnel	Land	Ver- kehr ⁸	Röhren	Fahr- str.	Neigung	Länge [km]	Jahr	DTV [Fz/d]	Jahresfahr- leistung [Fz*km/a]	Rate [U/10 ⁶ Fz*km]
Baltzer (1984)										
Rheinallee	D	RV	2	2	0,6%	0,65	1980-82			1,00
Flughafen Tegel	D	RV	2	2	0,2-4%	0,95	1979-80			1,50
Ruhrschnellw.	D	RV	2	2	0,5-2,1%	1,005	1980-81			0,60
Kiesberg	D	RV	2	2	1-6,5%	0,95	1976-81			0,31
Schönbuch	D	RV	2	2	3%	0,6	1981-82			0,47
Dokumentation von Straßentunneln in Deutschland (1996)										
Agnesburg	D	RV	2	2/3	3%	0,7	1994	33.950	8.711.400	0,11
Billwerder-M.	D	RV	2	2	0,6-1,5%	0,735	1994	78.000	20.925.450	0,48
Bochum-Gr.	D	RV	2	2	2%	0,315	1994	88.000	10.117.800	0,69
Hörnchenberg	D	RV	2	2	4%	0,524	1994	5.220	998.377	2,00
Neubiberg	D	RV	2	2	0,40%	0,37	1994	36.350	4.909.068	1,43
Oberdollend.	D	RV	2	2	0,4-2,1%	0,63	1994	28.550	6.565.073	0,46
Oberkassel	D	RV	2	2	1,1-4%	0,54	1994	44.750	8.820.225	0,45
Pfaffenstein	D	RV	2	2	0,5-1,8%	0,88	1994	52.000	16.702.400	0,30
Schönbuch	D	RV	2	2	3%	0,6	1994	53.250	11.661.750	0,17
Baubehörde Hamburg - Tiefbauamt										
Elbtunnel	D	RV/GV	3	2	2,6-3,5%	3,3	1990-96	105.417	126.974.604	1,01
Autobahnmeisterei Leer										
Emstunnel	D	RV	2	2	3,5%	5,9	1990-96	11.601	24.981.677	0,79
Wasser- und Schiffsamt Kiel (eigene Datenauswertung)										
Rendsburg	D	RV	2	2	4%	1,2	1996	33.600	12.264.000	1,14

Tabelle 4-4: Übersicht der Unfallhäufigkeiten in Straßentunneln (Deutschland)

Die angegebenen Unfallraten gelten in der Regel für die Gesamtzahl der Unfälle. Im Bericht der bfu fehlte ein expliziter Hinweis hierzu. Im Gegensatz zu den Tunnelbetreibern unterscheidet die Polizei die Unfälle nach der Unfallschwere. Unfälle mit leichtem Sachschaden fehlen daher in mancher Statistik. Insofern ist bei der Weiterverwendung von Unfalldaten aus der Literatur besondere Vorsicht geboten. Weiterhin wurde in den hier vorgestellten Untersuchungen keine Differenzierung hinsichtlich der Querschnitte vorgenommen, wie sie im Rahmen dieser Arbeit angestrebt wird.

⁸ Verkehrsart: RV = Richtungsverkehr, GV = Gegenverkehr

Als Grundlage der Beurteilung des Verkehrsablaufs bei Unfällen dient eine eigene Unfalldatenerhebung. Der Analyse der Verkehrssicherheit von Straßentunneln anhand der polizeilichen Unfallanzeigen ist ein eigenes Kapitel dieses Berichtes gewidmet (vgl. Kapitel 5). Die dort in Abhängigkeit vom Tunnelquerschnitt ermittelten Unfallraten für Unfälle mit Personenschaden und Unfälle mit Sachschaden werden auch für die Analyse des Verkehrsablaufs zugrunde gelegt (vgl. Tabelle 5-3).

Querschnitt	Personenschaden [U/(10 ⁶ Kfz*km)]	Sachschaden [U/(10 ⁶ Kfz*km)]	Summe [U/(10 ⁶ Kfz*km)]
26 T und 33 T	0,074	0,326	0,400
26 t und 33 t	0,130	0,354	0,484

Tabelle 4-5: Unfallraten in Tunneln in Abhängigkeit vom Querschnitt (vgl. Tabelle 5-3)

Einschränkend ist jedoch zu berücksichtigen, daß insbesondere bei den Unfällen mit Sachschaden nur ein Teil polizeilich registriert wird. Zur Beurteilung der Vollständigkeit der Unfalldaten wurden für das Jahr 1996 bei den Tunneln Rendsburg und Elbtunnel die von den Betreibern registrierten Unfalldaten mit den polizeilichen Unfallanzeigen verglichen. Dabei zeigte sich sehr schnell, daß jede Liste Unfälle enthielt, die in der jeweils anderen Liste fehlten. Eine Schätzung der Gesamt-Unfallzahlen war mit den vorliegenden Daten nur bedingt möglich. Da die Unfallörtlichkeit nicht mit gleicher Qualität bezeichnet wurde, konnte gerade an den Rändern des Erfassungsbereiches die Zuordnung der Unfälle nicht eindeutig erfolgen. Mit allen Vorbehalten durchgeführte Schätzungen deuten auf eine Dunkelziffer von rd. 30 % hin (vgl. Hautzinger e.a. (1993) für Pkw-Beteiligung). Da gesicherte Erkenntnisse zur Dunkelziffer bei polizeilich registrierten Unfällen nicht vorliegen, wird zur Berücksichtigung dieses Effektes ein Zuschlag von 20 % auf die polizeilich registrierten Unfälle mit Sachschaden angesetzt.

Der Querschnitt 26 Tr mit reduzierter Standstreifenbreite ist bei keinem in Betrieb befindlichen Tunnel in Deutschland realisiert. Daher ist die Angabe von Unfallraten für diesen Tunnel nicht möglich. Auch eine Schätzung aus den Unfallraten der Querschnitte 26 t (ohne Standstreifen) und 26 T (mit Standstreifen) erscheint außerordentlich bedenklich. Es wird empfohlen, über den Einsatz dieses Querschnitts in erster Linie durch den Vergleich der Investitions- und laufenden Kosten mit dem Querschnitt 26 t zu entscheiden.

4.3.2 Umfang und Dauer der Einschränkung des Querschnitts durch Unfälle

Durch Unfälle kann die für den vorbeifließenden Verkehr zur Verfügung stehende Verkehrsfläche vorübergehend reduziert werden. In welchem Umfang dies geschieht, untersuchten Keller e.a. (1983), indem sie mehrere Streckenabschnitte mit unterschiedlichen Querschnitten über einen längeren Zeitraum beobachteten. Als Ergebnis ihrer Untersuchung stellten sie mehrere Tabellen zusammen, mit deren Hilfe in einem dreistufigen Verfahren die an verschiedenen

Querschnitten auftretenden Fahrbahneinschränkungen geschätzt werden können. Diese werden über die Anteile der Unfallkategorien A, B und C, die Anteile definierter Unfallschweregruppen innerhalb der Kategorien und abschließend die Anteile des Grades der Einschränkung innerhalb der Unfallschweregruppen ermittelt.

Nach der Durchführung der angegebenen Berechnungen erhält man rechnerisch - übertragen auf die zu untersuchenden Tunnelquerschnitte - die in Tabelle 4-6 angegebenen Anteile. Dabei wird stets freier Verkehr unterstellt, d.h. es ist nicht mit häufigen Stauungen zu rechnen.

Grad der Einschränkung	26 t	26 T	33 T
nur Standstreifen	-	54 %	17 %
bis zu ½ Fahrstreifen	16 %	16 %	-
bis zu 1 Fahrstreifen	79 %	20 %	68 %
bis zu 2 Fahrstreifen	5 %	10 %	12 %
bis zu 3 Fahrstreifen	-	-	2 %

Tabelle 4-6: Verteilung unterschiedlicher Grade der Fahrbahneinschränkung übertragen auf Tunnelquerschnitte nach Keller e.a. (1983)

Um die berechneten Anteile tatsächlich auf die Tunnelstrecken übertragen zu können, müßte ein vergleichbares Unfallgeschehen vorausgesetzt werden. Wie die Untersuchungen der Verkehrssicherheit von Tunneln jedoch gezeigt haben (vgl. Kapitel 5), ereignen sich in Tunneln tendenziell weniger Unfälle und Unfälle geringerer Schwere als auf freier Strecke. Daher wären vor der Verwendung der Daten von Keller e.a. gewisse Anpassungen erforderlich. Diese sind aber nur bedingt möglich, da Teile der von Keller verwendeten Definitionen nicht mehr üblich sind.

Um schätzen zu können, inwieweit der Tunnelquerschnitt durch Unfälle blockiert wird, wurden die vorliegenden polizeilichen Unfallanzeigen einer zweiten Analyse unterzogen. Vielfach beschreiben die Beamten darin, welche Situation sie bei ihrem Eintreffen am Unfallort vorfanden. In einzelnen Fällen wurden Skizzen der Unfallsituation angefertigt. Alle Unfälle, für die ausreichende Angaben vorlagen, wurden mit einer Kennziffer zur Beschreibung der Querschnittseinschränkung versehen. Dabei wurden die in Tabelle 4-7 dargestellten, grundsätzlichen Fälle unterschieden.

0: Fahrzeuge außerhalb der Fahrbahn, z.B. auf dem Standstreifen	Unfälle mit leichten Beschädigungen der beteiligten Fahrzeuge, so daß diese bereits vor dem Eintreffen der Polizei auf dem Standstreifen stehen. Hier ist eine weitere Unterscheidung darüber erforderlich, ob die Fahrzeuge zuvor auf der Fahrbahn angehalten haben oder nicht und wieviele Fahrstreifen ggf. blockiert waren.
1: 1 Fahrstreifen blockiert	Überwiegend Auffahrunfälle aber auch Fahrunfälle, bei den die Beteiligten auf der Fahrbahn das Eintreffen der Polizei abwarten wollen oder die Fahrzeuge nicht mehr fahrtüchtig sind.
2: 2 Fahrstreifen blockiert	Unfälle im Längsverkehr mit seitlicher Berührung der Fahrzeuge oder auch Fahrunfälle, in deren Folge ein Fahrzeug quer zur Fahrbahn zum Stehen kommt. Teilweise werden Fahrzeuge in Folge des Unfalls mehrmals zwischen den seitlichen Tunnelwänden hin und her geschleudert. Dabei können sich Fahrzeugteile auf der Fahrbahn verteilen oder Öl auslaufen.
3: 3 Fahrstreifen blockiert	Wie 2 bei 3-streifigen Richtungsfahrbahnen.
9: Unfall ohne Halt	Überwiegend Unfälle mit Fahrerflucht. In der Regel handelt es sich entweder um Unfälle im Längsverkehr mit leichten Berührungen zwischen den Fahrzeugen, die einer der Beteiligten später auf der Wache zu Protokoll gibt, oder um sonstige Unfälle. Typische Fälle sind hier Hindernisse auf der Fahrbahn, verlorene Ladungen oder Schäden am Tunnel, die nachträglich von den Betreibern festgestellt werden.

Tabelle 4-7: Mögliche Fälle der Querschnittseinschränkung durch Unfälle zum Zeitpunkt des Eintreffens der Polizei am Unfallort

Vereinfachend wird nicht unterschieden, welche der vorhandenen Fahrstreifen jeweils blockiert werden. Die Betrachtung erfolgt getrennt nach Unfällen mit Personenschaden und Unfällen mit Sachschaden. Auf diese Weise soll berücksichtigt werden, daß bei Unfällen mit schwerwiegenden Folgen die Unfallanzeigen möglicherweise ausführlicher gestaltet werden als bei Bagatellunfällen. Die ermittelten Anteile werden später entsprechend den jeweiligen Unfallraten der Querschnitte (vgl. Abs. 4.3.1, Tabelle 4-5) gewichtet.

Als Ergebnis der Analyse der empirischen Daten werden für jeden Fall der Querschnittseinschränkung zum Zeitpunkt des Eintreffens der Polizei Häufigkeitsanteile angegeben. Dabei wird nach Querschnitten (2- oder 3-streifig, mit oder ohne Standstreifen) und nach Personen- und Sachschaden unterschieden. Für alle Querschnitte wird ein einheitlicher Anteil von Unfällen ohne Halt in der Höhe von 17 % angenommen. Dieser Anteil wird bereits vorab abgezogen. Daher summieren sich die in Tabelle 4-8 angegebenen Häufigkeiten für die Typen der Einschränkung 0, 1, 2 und 3 jeweils auf 100 %.

Diese Häufigkeiten gelten für den Zeitpunkt des Eintreffens der Polizei am Unfallort. Es ist jedoch anzunehmen, daß ein Teil der Fahrzeuge, die hier mit der Kennung 0 bezeichnet wurden, d.h. die auf dem Standstreifen standen, zuvor auf der Fahrbahn gehalten hatten. Eine genauere Betrachtung dieser Unfälle ergab, daß aufgrund des Unfallgeschehens in der Regel nicht mehr als ein Fahrstreifen blockiert gewesen sein kann. Der Anteil dieser Unfallbeteiligten an der Gesamtzahl aller auf dem Standstreifen angetroffenen wurde mit 20 % angenommen.

Einschränkung des Querschnitts (Typ nach Tabelle 4-7)	26 t	26 T	33 t	33 T
Unfälle mit Personenschaden				
0 (Standstreifen)	-	13 %	-	30 %
1 (1 Fahrstreifen)	92 %	83 %	88 %	63 %
2 (2 Fahrstreifen)	8 %	4 %	11 %	6 %
3 (3 Fahrstreifen)	-	-	1 %	1 %
Unfälle mit Sachschaden				
0 (Standstreifen)	-	28 %	-	61 %
1 (1 Fahrstreifen)	95 %	70 %	89 %	37 %
2 (2 Fahrstreifen)	5 %	2 %	10 %	1 %
3 (3 Fahrstreifen)	-	-	1 %	1 %

Tabelle 4-8: Häufigkeiten der unterschiedlichen Querschnittseinschränkungen durch Unfälle beim Eintreffen der Polizei in Abhängigkeit vom Querschnitt

Zur Beurteilung der Auswirkungen von Unfällen auf den Verkehrsablauf ist jedoch nicht nur die Einschränkung der Fahrbahn im Moment des Unfalls bzw. beim Eintreffen der Polizei von Bedeutung, sondern auch der weitere Ablauf in der Folge des Unfalls. Keller e.a. (1983) beobachteten mehrere einzelne Unfälle. Sie unterteilten die Unfälle im Hinblick auf den Verkehrsablauf in bis zu 6 Phasen. Davon entfielen 3 Phasen auf den Zeitraum der Fahrbahneinschränkung. Für jede der Phasen wurden die Verkehrsstärken und die Geschwindigkeiten des vorbeifließenden Verkehrs bestimmt. Die Dauer der Einschränkung der Fahrbahn geben die Autoren für eine 2-streifige Richtungsfahrbahn mit Standstreifen zwischen 20 und 40 Minuten an, je nach Unfallschweregruppe. Für Querschnitte ohne Standstreifen erhöhen sich die Werte um jeweils 5 Minuten. Für den Zeitraum bis zur Ankunft der Polizei (Phase 1) werden 5 oder 10 Minuten angesetzt.

Angaben über die Dauer der Querschnittseinschränkung waren in den vorliegenden polizeilichen Unfallanzeigen in den meisten Fällen nicht enthalten. Diese Daten sind für die weitere Verwendung der Anzeigen auch nicht von Bedeutung. Von der Polizei werden jedoch alle eingehenden Meldungen auf sogenannten „Spruchzetteln“ notiert. Hier sollten Angaben wie Zeitpunkt der Meldung, Ort und Art des Geschehens, Eintreffen des Beamten, Dauer der Fahrblockierungen und Verkehrsstörungen etc. eingetragen werden. Versuchsweise wurden alle Meldezettel eines Monats der Polizeiautobahnstation in Hilden ausgewertet. Dabei zeigte sich jedoch, daß die darin enthaltenen Informationen für statistische Zwecke nicht sehr ergiebig waren. Es war lediglich möglich, die Zeit bis zum Eintreffen der Polizei am Ort des Geschehens zu schätzen. Aus einer Menge von 73 Ereignissen wurde eine mittlere Zeit von 9 Minuten ermittelt. Die Standardabweichung lag bei 6 Minuten.

Auswertbare Daten über die Dauer von Unfällen konnten nur den Aufzeichnungen der Betreiber des Elbtunnels (A 7, Hamburg) entnommen werden. Eine Häufigkeitsverteilung für die Unfälle des Jahres 1996 ist in Abb. 4-3 dargestellt.

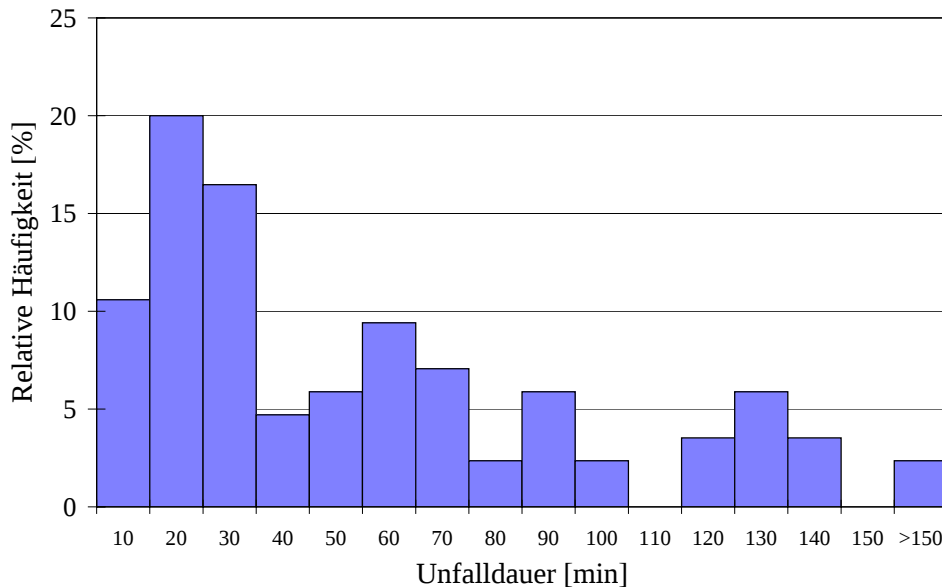


Abb. 4-3: Häufigkeitsverteilung der Unfalldauer im Elbtunnel (1996)

Die mittlere Dauer lag bei 52 Minuten, bei einer Standardabweichung von 44 Minuten. D.h. die Einzelwerte streuen ganz erheblich. Der maximal beobachtete Wert lag bei 207 Minuten. Es wurden insgesamt 85 Unfälle berücksichtigt.

Für die Einordnung dieser Zahlenwerte vom Elbtunnel sind folgende Aspekte zu berücksichtigen: Der Querschnitt des Elbtunnels ist am ehesten mit dem 26 t zu vergleichen, d.h. er besitzt weder einen Standstreifen noch Pannenhöfen. Wenn also die Betreiber von einer Dauer des Unfalls sprechen, ist in jedem Fall während der ganzen Zeit zumindest ein Teil der Fahrbahn blockiert. Wie jedoch der Vergleich mit den polizeilichen Unfalldaten gezeigt hat (vgl. Abs. 4.3.1), ist die Erfassung der Unfälle durch die Betreiber keinesfalls vollständig. Hier ist zu vermuten, daß systematisch Unfälle kürzerer Dauer von Personal übersehen werden. Unter dieser Annahme müßte die mittlere Dauer der Fahrbahneinschränkung tatsächlich kürzer sein als hier ermittelt. In Anlehnung an die Angaben von Keller e.a. (1983) erscheint eine mittlere Dauer von rd. 30 Minuten wahrscheinlicher.

Für die nachfolgende Untersuchung des Einflusses von Unfällen auf den Verkehrsablauf wird folgende **Vorgehensweise** gewählt: Ausgehend von den in Tabelle 4-7 definierten Fällen der Einschränkung des Querschnitts und den zugehörigen Häufigkeiten nach Tabelle 4-8 werden verschiedene Unfallvarianten definiert. Dabei wird die Einschränkung des Querschnitts stufenweise abgebaut. Es werden maximal 3 Stufen der Einschränkung berücksichtigt. Dies bedeutet, daß beim größten Querschnitt, dem 33 T, nach einer Vollsperrung sofort die Freigabe von 2 Fahrstreifen erfolgt. Für jede Stufe der Einschränkung innerhalb der Unfallvarianten ist die

jeweilige Dauer festzulegen. Dabei dienen die Angaben von Keller e.a. (1983) als Orientierung. Die Zeiträume der Einschränkung für die Querschnitte ohne Standstreifen werden im Mittel etwas höher angesetzt als für die Querschnitte mit Standstreifen.

Um die Anzahl der zu betrachtenden Unfallvarianten sinnvoll zu begrenzen, werden mit einer Ausnahme die Zeiträume der Einschränkung innerhalb einer Unfallvariante nicht weiter variiert. Der Fall der Blockierung eines Fahrstreifen bei Querschnitten mit Standstreifen wird zweimal betrachtet. Dabei berücksichtigt der eine Fall die Fahrzeuge, welche beim Eintreffen der Polizei bereits auf dem Standstreifen standen, aber zuvor für hier angenommene 5 Minuten 1 Fahrstreifen blockiert hatten. Insgesamt werden 8 verschiedene Unfallvarianten betrachtet. Dabei können für die beiden Querschnitte jeweils mit und ohne Standstreifen stellenweise gleiche Unfallvarianten verwendet werden. In Tabelle 4-9 sind die angenommenen Unfallvarianten und die Zeiträume der jeweiligen Querschnittseinschränkung zusammenfassend dargestellt. Die maximale Dauer eines Unfalls beträgt 1 Stunde.

Dauer der Einschränkung	Grad der Querschnittseinschränkung (Typen nach Tabelle 4-7)				Gesamtdauer
[Min]	3 (3 Fahrstreifen)	2 (2 Fahrstreifen)	1 (1 Fahrstreifen)	0 (Standstreifen)	[Min]
Querschnitte mit Standstreifen 26 T und 33 T					
Variante 1	20	0	20	20	60
Variante 2	-	20	20	20	60
Variante 4	-	-	20	10	30
Variante 6	-	-	5	15	20
Variante 7	-	-	-	20	20
Querschnitte ohne Standstreifen 26 t und 33 t					
Variante 3	25	15	20	-	60
Variante 5	-	25	15	-	40
Variante 8	-	-	30	-	30

Tabelle 4-9: Definierte Unfallvarianten und Dauer der jeweiligen Querschnittseinschränkung

In dieses Konzept der Unfallbetrachtung lassen sich auch die Nothalte einbinden. Für die Berücksichtigung der häufigsten Nothaltefälle wird eine 9. Unfallvariante mit einer Dauer von 15 Minuten definiert (vgl. Abs. 4.2.3). Der seltene Fall von Nothalten mit der Blockierung eines Fahrstreifens bei Querschnitten mit Standstreifen (Häufigkeit entsprechend dem Lkw-Anteil) wird vereinfachend durch die Unfallvariante 4 mit einer Gesamtdauer von 30 Minuten beschrieben. Für die Querschnitte 26 t und 33 t wird analog die Variante 8 verwendet.

4.4 Arbeitsstellen

Zur Sicherstellung des ordnungsgemäßen Betriebes von Tunneln sind in regelmäßigen Abständen Maßnahmen der Unterhaltung durchzuführen. Diese umfassen die Reinigung der Wände, der Fahrbahn und der Entwässerungsanlagen sowie die Wartung der Betriebseinrichtungen. Darüber hinaus ist das Tunnelbauwerk nach DIN 1076 (Ausgabe 1983) in regelmäßigen Abständen zu überwachen und zu prüfen. In Zeitabständen von 3 Jahren wird die sogenannte einfache Prüfung durchgeführt. Jedes sechste Jahr sind Ingenieurbauwerke einer Hauptprüfung zu unterziehen. Diese umfaßt alle Elemente einer einfachen Prüfung, erweitert um die Kontrolle schwer zugänglicher Bauwerksteile. Werden im Rahmen einer solchen Prüfung Mängel oder Schäden festgestellt, so sind diese durch geeignete Maßnahmen zu beheben. Arbeiten größeren Umfangs im Rahmen der Instandsetzung oder Erneuerung werden nachfolgend jedoch nicht berücksichtigt, da eine verallgemeinernde Schätzung des damit verbundenen Aufwandes praktisch nicht möglich ist.

Alle hier aufgeführten Maßnahmen sind in der Regel von kürzerer Dauer. Vielfach ist es für die Durchführung ausreichend, den Standstreifen oder einen Fahrstreifen für den Verkehr zu sperren. Einzelne Arbeiten, wie z.B. die Tunnelreinigung sind jedoch nur bei vollständiger Sperrung einer Tunnelröhre möglich. Bei hohen Verkehrsbelastungen stellt die Durchführung von Arbeiten unter Verkehr außerdem eine hohe (akustische) Belastung und ein Sicherheitsrisiko für das Personal dar.

4.4.1 Einschränkung des Querschnitts durch Arbeitsstellen

Zur Schätzung von Häufigkeit und Umfang regelmäßiger Maßnahmen von kürzerer Dauer in Straßentunneln wurde Kontakt zur Straßenbauverwaltung aufgenommen. Hierfür ausgewählt wurde der Landschaftsverband Rheinland mit Sitz in Köln, weil dort ein großer Teil der Arbeiten mit eigenem Personal ausgeführt wird, der anderenorts Bestandteil von Wartungsverträgen ist. In den Zuständigkeitsbereich des Landschaftsverbandes fallen die Düsseldorfer Tunnel Universität, Wersten, Flughafen und Volkardey sowie der Ruhrschnellwegtunnel in Essen. Aus der Abteilung für Bauwerksprüfung in Köln konnten Personen direkt befragt werden, die selbst entsprechende Prüfungen durchführen. Beim Rheinischen Autobahnamt in Krefeld wurden Befragungen zu Maßnahmen der Unterhaltung durchgeführt.

Die folgenden Maßnahmen wurden für die **Unterhaltung** als wesentlich bezeichnet:

- Beleuchtung:
 - Reinigung 2-mal im Jahr, Leuchtmittelwechsel 1-mal im Jahr,
 - Durchführung bei außermittiger Beleuchtung unter Sperrung eines Fahr-/Standstreifens.
- Lüftung:
 - Sichtkontrolle vom Standstreifen aus mit dem Fernglas,
 - Schwingungsprüfung alle 2 Jahre mit Verkehrssicherung.

- Reinigung:
2-mal im Jahr bei vollständiger Sperrung der Röhre.
- Sichttrübung:
zusammen mit der Beleuchtung bzw. Reinigung
- Funktionsprüfung der Feuerlöscher:
1-mal im Jahr, Sperrung eines Fahr-/Standstreifens.

Als erstes Ergebnis der Interviews konnte festgestellt werden, daß der Zeitbedarf für die Durchführung der verschiedenen Maßnahmen unabhängig vom Tunnel selbst stark vom Personaleinsatz abhängt. Zudem beeinflussen die Tunnellänge und der Querschnitt die Dauer der Arbeiten. Alle exemplarisch betrachteten Tunnel haben eine Länge von rd. 1000 m. Zur Vereinfachung der Berechnung wird angenommen, daß bei davon abweichenden Tunnellängen eine Anpassung der Arbeitszeiten durch entsprechenden Personaleinsatz erfolgt. Diese Vorgehensweise ist im Rahmen des Geltungsbereichs $250 \text{ m} \leq \text{Tunnellänge} \leq 2000 \text{ m}$ zulässig. D.h. die Dauer der Arbeiten ist im hier betrachteten Rahmen nicht mehr von der Tunnellänge, sondern nur vom Querschnitt abhängig. Als einzige Ausnahme wird die Dauer der Unterhaltungsmaßnahmen um jeweils einen Tag reduziert, wenn bei einem kürzeren Tunnel keine künstliche Lüftung vorhanden ist. Die Dauer der Arbeiten wird in der Einheit „Arbeitstage“ angegeben. Ein Arbeitstag umfaßt einschließlich der Verkehrssicherung 8 Stunden. Generell wird unterstellt, daß 2-mal jährlich Unterhaltungsarbeiten durchgeführt werden. An jeweils einem Arbeitstag ist die Sperrung einer gesamten Röhre erforderlich. An allen übrigen Tagen erfolgen die Arbeiten unter Einziehung eines Fahr- bzw. Standstreifens. Für die Durchführung der Maßnahmen werden je nach Querschnitt zwischen 6 und 4 Arbeitstagen 2-mal jährlich benötigt (ohne Lüftung 1 Tag weniger). Die Dauer der Arbeiten hängt nur im begrenzten Umfang vom Querschnitt ab. Es wurde generell unterstellt, daß bei 3-streifigen Querschnitten jeweils ein Arbeitstag mehr benötigt wird als bei 2-streifigen. Für den Querschnitt 26 t wird im Gegensatz zu allen anderen Querschnitten nur eine einreihige Beleuchtung angenommen. Dadurch wird für diesen Querschnitt ein um einen Tag kürzerer Unterhaltungsaufwand angesetzt. Alle Angaben gelten für eine Röhre.

Dauer [Tagen]	26 t	26 T	33 t	33 T
Unterhaltung ⁹	2 * 4 (3)	2 * 5 (4)	2 * 6 (5)	2 * 6 (5)
Bauwerksprüfung ¹⁰	2 (3)	2 (3)	3 (4)	3 (4)

Tabelle 4-10: Dauer von Arbeitsstellen kürzerer Dauer in Tunneln je Röhre

⁹ Klammerwerte gelten bei Tunnellängen von weniger als 700 m.

¹⁰ Angaben für einfache Prüfung, Klammerwerte gelten für Hauptprüfung.

Für die **Bauwerksprüfung** wird alle 3 Jahre ein Zeitbedarf von 2 bis 3 Tagen je Röhre angenommen. Alle 6 Jahre ist für die Hauptprüfung ein zusätzlicher Tag erforderlich. Dabei wird die jeweilige Röhre vollständig für den Verkehr gesperrt.

Im Fall der Vollsperrung einer Tunnelröhre wird der gesamte Verkehr in der zweiten Röhre im Gegenverkehr abgewickelt. Örtliche Umleitungen können im Rahmen einer solchen verallgemeinernden Betrachtung nicht berücksichtigt werden. Die Überleitung des Verkehrs in die Gegenröhre erfolgt kurz vor dem Tunnel nach den Regelplänen der „Richtlinien für die Sicherung von Arbeitsstellen“ (RSA 1995). Dabei wird jeweils der äußere linke Fahrstreifen durch den übergeleiteten Verkehr genutzt. Eine Ummarkierung der Fahrbahn zur besseren Ausnutzung des Querschnitts mit Hilfe schmalerer Fahrstreifen ist im Rahmen einer solchen kurzfristigen Maßnahme nicht realistisch. Diese Annahme bedeutet jedoch auch, daß bei der Vollsperrung einer Röhre aus der Art der Verkehrsführung keine Unterschiede zwischen Querschnitten mit gleicher Fahrstreifenzahl erwachsen. Hierfür ist nur noch die unterschiedliche Dauer der Maßnahme von Bedeutung. Bei einer Teileinschränkung des Querschnitts wird vereinfachend immer von einer rechtsseitigen Sperrung ausgegangen.

Verkehrsführung	26 t	26 T	33 t	33 T
Vollsperrung	2 + 0	2 + 0	3 + 0	3 + 0
Teilsperung	2n + 1	2n + 2	3n + 2	3n + 3

Tabelle 4-11: Verkehrsführung bei Arbeitsstellen kürzerer Dauer in Tunneln nach RSA 1995

4.4.2 Terminierung von Arbeitsstellen

Die Auswirkungen von Arbeitsstellen auf den Verkehrsablauf sind in hohem Maße vom Zeitpunkt der Durchführung abhängig. Generell ist anzustreben, solche Arbeiten in verkehrsschwachen Zeiten durchzuführen. Dabei sind organisatorische und betriebliche Zwänge zu berücksichtigen. Bei sehr hohen Verkehrsbelastungen der Strecke kann es jedoch erforderlich werden, die Arbeiten nachts durchzuführen. Dies ist bei einigen Tunneln wie z.B. dem Ruhrschnellwegtunnel bereits üblich.

Zur Ermittlung des günstigsten Durchführungszeitpunktes unter Berücksichtigung aller Randbedingungen kann es sinnvoll sein, ein Optimierungsverfahren anzuwenden. Zu diesem Zweck ist jedoch die Kenntnis örtlicher Verkehrsstärkeganglinien erforderlich. Eine solche Optimierung kann natürlich im Stadium von Vorplanungen, d.h. im vorgesehenen Einsatzbereich des hier zu entwickelnden Bewertungsverfahrens, nicht geleistet werden. Um daher von den späteren Entscheidungen der Straßenbauverwaltung unabhängig die Auswirkungen von Arbeitsstellen schätzen zu können, wird folgender Ansatz gewählt: Alle Arbeiten werden zu einem aus verkehrlicher Sicht optimalen Zeitpunkt durchgeführt. Dabei werden jedoch nur Werktage berücksichtigt. Durch diesen Ansatz werden die minimalen Folgen von Arbeitsstellen ermittelt. Es bleibt der Entscheidung der Straßenbauverwaltung überlassen festzustellen, ob

auch die Verkehrsbeeinträchtigungen durch Arbeitsstellen zu anderen Zeitpunkten vertretbar sind.

Praktisch bedeutet die hier getroffene Annahme, daß alle Arbeiten während der Nachstunden durchgeführt werden. Nach Angaben des Autobahnamtes Krefeld wird hierfür der Zeitraum zwischen 21 und 5 Uhr vorgesehen. Die Unterhaltungsarbeiten finden im Abstand von rd. einem halben Jahr im Frühjahr und im Herbst statt. Die Bauwerksprüfungen können auf Strecken mit einer Spitzenbelastung vornehmlich im Berufsverkehr auch während der Hauptferienzeit im Sommer durchgeführt werden.

4.5 Kapazitäten der Tunnelquerschnitte bei Querschnittseinschränkungen

Durch Nothalte, Unfälle und Arbeitsstellen in Tunneln kann in vielen Fällen die für den vorbeifließenden Verkehr nutzbare Fahrbahn reduziert werden. Diese Einschränkungen des Querschnitts gehen einher mit einer Verringerung der Kapazität. Für jeden Fall der Reduzierung der Querschnitte durch Störfälle ist in Abhängigkeit vom Grad der Einschränkung eine Kapazität festzulegen. Diese Kapazitäten sollten zusammen mit den Kapazitäten der Tunnelquerschnitte bei Normalbetrieb in ein einheitliches Konzept integriert werden.

Die Analyse des Verkehrsablaufs bei Normalbetrieb anhand empirischer Daten (vgl. Kapitel 3) erbrachte jedoch keine gesicherten Erkenntnisse über die Kapazitäten aller zu untersuchenden Querschnitte. So konnte für 3-streifige Tunnelquerschnitte überhaupt keine empirisch gesicherte Aussage zur Kapazität getroffen werden. Auch beim Vergleich von Querschnitten mit und ohne Standstreifen konnten keine signifikanten Unterschiede beobachtet werden.

Eine Orientierung bei der Festlegung von Kapazitäten für Tunnelquerschnitte bei Normalbetrieb kann das „Handbuch für die Bemessung von Straßenverkehrsanlagen“ liefern (Brilon e.a., 1998). Die dort angegebenen Werte wurden bereits bei der Darstellung allgemeiner q-v-Diagramme für Tunnelstrecken in Kapitel 3.5 berücksichtigt.

In der Untersuchung von Keller e.a. (1983) geben die Autoren die Verkehrsstärke für die 1-streifige Vorbeifahrt an der Unfallstelle mit 1300 bis 1350 Fahrzeugen pro Stunde an. Die 2-streifige Vorbeifahrt unterteilen sie in die beiden Verkehrszustände „instabiler Verkehr“ z.B. infolge nicht abgeschlossener Unfallbearbeitung und „Stabilisierung des Verkehrsablaufs“. Dabei beobachteten sie Verkehrsstärken von 2140 und 2600 Fahrzeugen pro Stunde bei Unfällen im Baustellenbereich bzw. von 2450 und 2730 Fahrzeugen pro Stunde an freien Strecken.

Amerikanische Untersuchungen weisen darauf hin, daß der Kapazitätsverlust durch Unfälle und Pannen höher ist als es der tatsächlichen Einschränkung der Fahrbahn entspricht. Begründet wird dies durch die Neugier der Fahrzeugführer. Reiss und Dunn (1991) geben die in Tabelle 4-

12 dargestellten Faktoren zur Ermittlung der Kapazität bei Unfällen und Pannen an. Diese werden zukünftig auch im „Highway Capacity Manual“ berücksichtigt.

Anzahl der Fahrstreifen der Fahrbahn	Grad der Querschnittseinschränkung			
	Standstreifen	1 Fahrstreifen	2 Fahrstreifen	3 Fahrstreifen
2	0,95	0,35	0,00	-
3	0,99	0,49	0,17	0,00

**Tabelle 4-12: Anteil der verfügbaren Kapazität bei Unfällen und Pannen auf Autobahnen
(Quelle: Reiss und Dunn, 1991)**

Weitaus vielfältigere Angaben finden sich in der Literatur zur Problematik der Kapazitäten an Arbeitsstellen. Die „Richtlinien für die Sicherung von Arbeitsstellen an Straßen“ (RSA 1995) sowie die entsprechende österreichische Richtlinie (RVS 5.27) gehen von einer maximalen Verkehrsstärke von 1500 Fahrzeugen je Fahrstreifen aus.

Aus der recht umfangreichen Literatur über Arbeitsstellen sollen nur zwei Untersuchungen jüngerer Datums näher erwähnt werden. Ressel (1994) untersuchte den Verkehrsablauf an verschiedenen Verkehrsführungen anhand empirischer Daten und modelliert diesen anschließend auch theoretisch. Auf der Basis seiner Berechnungen gibt er die in Tabelle 4-13 dargestellten Kapazitäten an.

Kapazität [Kfz/h]	Güterverkehrsanteil			
	0 %	10 %	20 %	30 %
2-streifige Richtungsfahrbahn				
VF 2 + 1	1460	1320	1245	1175
VF 3 + 1	2920	2780	2635	2495
VF 4 + 0	2830	2670	2520	2380
3-streifige Richtungsfahrbahn				
VF 3 + 2	3190	3035	2875	2725
VF 5 + 0	2880	2725	2565	2410

Tabelle 4-13: Kapazitäten der baustellenzugewandte Seite für verschiedene Verkehrsführungen in Abhängigkeit vom Güterverkehrsanteil (Quelle: Ressel, 1994)

Laffont und Schmidt (1995) beschäftigten sich speziell mit 1-streifigen Verkehrsführungen an Baustellen in den neuen Ländern. Mit Hilfe von Messungen ermittelten sie Kapazitäten von rd. 1300 Fahrzeugen pro Stunde bei hohen Lkw-Anteilen von 20 bis 30 %.

Die Ergebnisse dieser beiden Untersuchungen wurden auch verwendet, um die Annahmen der „Richtlinien zur Baubetriebsplanung auf Bundesautobahnen“ (RBAP 1996, vgl. ARS 16/96) abzusichern. Erläuterung zum Konzept der Kapazitätsschätzung an Arbeitsstellen nach RBAP findet man bei Kellermann (1997). Die Grundannahme dieses Konzeptes ist die Kapazität eines

Fahrstreifen von 2000 Kfz/h bei 15 % Lkw-Anteil bzw. von 2150 Pkw-Einheiten pro Stunde (Umrechnungsfaktor 1,5). Ausgehend von dieser Kapazität werden für sehr schmale Fahrstreifen in Baustellen (Pkw < 2,75 m und Lkw < 3,25 m) 80 % dieses Wertes angesetzt; für breitere Fahrstreifen gelten 85 %. Darüber hinaus sind weitere Abminderungen von 5 % für eine Fahrstreifenreduktion vor der Baustelle oder eine Überleitung auf die Gegenfahrbahn und von 10 % für ortsunkundige Fahrer (Anteil über 50 %) anzuwenden.

Kapazität [Pkw-E/h]	Reduktionsfaktor	normale Fahrstreifen (Pkw > 2,75 m und Lkw > 3,25 m)	schmale Fahrstreifen (Pkw < 2,75 m und Lkw < 3,25 m)
Grundwert	1,00	1830	1720
Überleitung <i>oder</i> Fahrstreifenreduktion	0,95	1740	1630
Überleitung <i>und</i> Fahrstreifenreduktion	0,95 * 0,95	1650	1550

Tabelle 4-14: Richtwerte für die Ermittlung der Kapazität eines Fahrstreifens an Baustellenengpässen unter verschiedenen Randbedingungen (Quelle: RBAP 1996)

Diese Konzept ermöglicht es, für alle denkbaren, aus Störfällen resultierenden Situationen die Kapazität des verbleibenden Querschnitts nach einem einheitlichen Schema zu schätzen. Daher soll es nachfolgend für die Beurteilung des Verkehrsablaufs bei Störfällen eingesetzt werden. Dabei wird generell von einem ausreichenden Anteil ortskundiger Fahrer ausgegangen. Dies gilt entgegen der Empfehlung von Kellermann vereinfachend auch an Sonn- und Feiertagen. Zur Berücksichtigung der im Fall von Unfällen und Pannen weiter verringerten Kapazitäten gegenüber Baustellen durch Schaulustige, wird das Konzept der RBAP (1996) um einen zusätzlichen Reduktionsfaktor von 0,8 erweitert. Dieser Wert wird für alle Einschränkungen der Fahrbahn (nicht des Standstreifens) durch Unfälle und Pannen angesetzt. Die so berechneten Kapazitäten liegen in ähnlicher Größenordnung wie die Angaben von Keller e.a. (1983) sowie Reiss und Dunn (1991).

Die Umrechnung des Schwerverkehrs in Pkw-Einheiten soll nach RBAP in Abhängigkeit von den Steigungsverhältnissen erfolgen. Bei Gefälle (vgl. Kellermann, 1997) und Steigungen bis 2 % sieht die RBAP einen Umrechnungsfaktor von 1,5, bei 2 bis 4 % Steigung von 3 Pkw-Einheiten je Fahrzeug des Schwerverkehrs vor. Um bei den Berechnungen kontinuierlichere Ergebnisse zu erhalten, wird im Rahmen dieser Untersuchung die folgende Umrechnung verwendet: Bei Gefälle und Steigungen bis 1,5 % betrage der Umrechnungsfaktor 1,5. Bei höheren Steigungen wird die Längsneigung in Prozent als Umrechnungsfaktor verwendet. (Maximalwert 4 %).

Mit Hilfe der in Tabelle 4-14 angegebenen Kapazitätsgrundwerte sowie dem Abminderungsfaktor für Unfälle und Pannen von 0,8 können alle benötigten Kapazitäten zur Behandlung von Störfällen errechnet werden. Bei Querschnitten mit Standstreifen wird jeweils unterstellt, daß der

unmittelbar an das Ereignis angrenzende Fahrstreifen im Sinne der RBAP nur noch eine geringere Breite aufweist. Dadurch soll berücksichtigt werden, daß der Standstreifen zuzüglich Randstreifen mit 2,50 m schmaler ist als ein 3,50 m breiter Fahrstreifen. Deshalb werden sich die Fahrzeuge auf dem angrenzenden Fahrstreifen weiter links halten als ohne Behinderung.

Kapazität [Pkw-E/h]	26 t	26 T	33 t	33 T
Freier Verkehr im Zulauf und im Tunnel				
Zulauf	3840	3840	5760	5760
Tunnel (freier Verkehr)	3730	3730	5600	5600
Einschränkung des Querschnitts durch Unfälle und Nothalte (Typ nach Tabelle 4-7)				
keine Einschränkung	3660	3660	5490	5490
0 (Standstreifen/Pannenbucht)	3550	3550	5380	5380
1 (1 Fahrstreifen)	1392	1304	2784	2696
2 (2 Fahrstreifen)	0	0	1392	1304
3 (3 Fahrstreifen)	-	-	0	0
Arbeitsstellen mit Teilspernung (1 Fahr- oder Standstreifen)				
1 Fahr-/Standstreifen	1740	3550	3480	5380
Arbeitsstellen mit Vollsperrung einer Röhre				
baustellenzugewandte Seite	1650	1650	1650	1650
baustellenabgewandte Seite	1740	1740	3480	3480

Tabelle 4-15: Kapazitäten der Tunnelquerschnitte mit und ohne Einschränkung des Querschnitts durch Störfälle nach RBAP 1996

Die im weiteren verwendeten Kapazitäten sind in Tabelle 4-15 zusammengestellt. In der Rubrik Unfälle und Nothalte enthält die Zeile „keine Einschränkung“ die Grundwerte der Kapazitäten nach RBAP. Diese werden für die Stauauflösung in der Folge der Störfälle verwendet. Diese Kapazität ist geringer als die Kapazität im freien Verkehr. Dadurch wird der Capacity-drop-Effekt berücksichtigt (vgl. Abs. 3.1). Die Kapazität im freien Verkehr wird als die Kapazität der Stauauflösung zuzüglich 2 % angenommen. Die Kapazität im Zulauf zum Tunnel wird ebenfalls durch einen Zuschlag zu den Grundwerten (5 %) ermittelt. Somit liegt die Kapazität im Zulauf geringfügig über der der Tunnelstrecke. Dies entspricht einer weit verbreiteten Annahme, die aber bisher nicht quantifiziert werden konnte. Die prozentualen Zuschläge auf die Grundwerte nach RBAP wurden so angepaßt, daß die Kapazitäten im Zulauf ungefähr den Angaben von Brilon e.a. (1998) entsprechen.

4.6 Staumodelle zur Beschreibung des Verkehrsablaufs bei Störfällen

Die Hauptaufgabe dieser Untersuchung ist es, wesentliche Unterschiede zwischen verschiedenen Tunnelquerschnitten herauszuarbeiten und volkswirtschaftlich zu bewerten. Diese Bewertung erfolgt auf der Basis makroskopischer, verkehrlicher Kenngrößen. Ausgehend von dieser Aufgabenstellung kann die Beeinträchtigung des Fahrverhaltens weniger, einzelner Fahrzeugführer durch Störfälle vernachlässigt werden. Vielmehr sollte sich die Betrachtung auf solche Störfälle konzentrieren, in deren Folge makroskopische verkehrliche Parameter beeinflusst und verändert werden. Dies ist in der Regel dann der Fall, wenn die Verkehrsnachfrage die als Folge eines Störfalles vorübergehend reduzierte Kapazität des Querschnitts übersteigt. Es bildet sich ein Stau.

Im Rahmen der Beschreibung des Verkehrsablaufs bei Störfällen ist es also zunächst erforderlich, den Verlauf der Staus infolge verschiedenster Störfälle hinsichtlich seiner Ausdehnung und seiner Dauer zu quantifizieren. Diese Kenngrößen werden neben dem auslösenden Ereignis vor allem auch durch die Ganglinie der Verkehrsnachfrage beeinflusst. Die zur Berechnung erforderlichen Annahmen über den zeitlichen Verlauf der Verkehrsstärke können jedoch erst im Rahmen des eigentlichen Bewertungsverfahrens getroffen werden. Die nachfolgenden Erläuterungen im Rahmen dieses Kapitels werden sich also darauf beschränken, allgemeine Berechnungsansätze zur Ermittlung der Folgen von Staus durch Störfälle anzugeben.

Der Verkehrsablauf im Stau ist im Gegensatz zum freien Verkehr durch ein deutlich niedrigeres Geschwindigkeitsniveau gekennzeichnet, bis hin zum völligen Stillstand bei einer vorübergehenden Vollsperrung des Querschnitts. Typisch für den Stau ist auch eine starke Streuung der Geschwindigkeiten, dem sogenannten Stop-and-go-Verkehr. Dieser wirkt sich vor allem negativ auf die Betriebskosten der Fahrzeuge aus. Im Hinblick auf die nachfolgend durchzuführende volkswirtschaftliche Bewertung sind also die folgenden verkehrlichen Parameter zu bestimmen:

- Verlustzeiten im Stau,
- Fahrleistungen in den verschiedenen Stauzuständen bzw.
- Wartezeiten im Stillstand (bei Vollsperrungen).

Die Beschreibung der Stauerscheinung erfolgt mit Hilfe eines *makroskopischen Staumodells*, das bereits in einer Untersuchung von Tunnelvarianten für die Unterquerung des Fehmarn-Belt (vgl. Brilon, Lemke, 1997) angewandt wurde. *Mikroskopische Modelle* bilden die Bewegungslinien und das Verhalten einzelner Fahrzeuge nach (vgl. z.B. Brilon, Brannolte, 1977 und Brannolte, Holz, 1983). Ihr Einsatz empfiehlt sich daher für die Untersuchung spezieller Fragestellungen, bei denen ein hohes Maß an Detailinformation vorliegt oder ein solcher Detaillierungsgrad der Ergebnisse gewünscht wird. Da jedoch im vorliegenden Fall die Betrachtung eines längeren Zeitraums (1 Jahr) für verschiedene Kombinationen von Eingangsparametern erforderlich ist, würden mikroskopische Modelle einen nicht mehr vertretbaren Rechenaufwand bedeuten.

Makroskopische Modelle setzen einen bereichsweise einheitlichen Verkehrsablauf voraus, der anhand kollektiver Variablen beschrieben wird. Daher ist der Rechenaufwand nahezu unabhängig von der Verkehrsbelastung und deutlich geringer als bei mikroskopischen Modellen.

4.6.1 Theoretische Grundlagen

Grundlage des hier verwendeten Modells ist die Kontinuumstheorie nach Lighthill und Witham (1955). Dabei werden über Zeit und Weg stationäre Verkehrszustände vorausgesetzt. Diese bewegen sich im Zeit-Weg-Diagramm entlang von Geraden, den sogenannten *Dichtewellen*. Beim Aufeinandertreffen zweier homogener Verkehrszustände 1 und 2 bildet sich eine Grenzlinie. Vereinfachend wird angenommen, daß die Fahrzeuge ihre Geschwindigkeit an dieser Grenze sprunghaft ändern. Die Grenzlinie wird als *Stoßwelle* bezeichnet und pflanzt sich mit der Geschwindigkeit u_{12} im Zeit-Weg-Diagramm fort (Abb. 4-4).

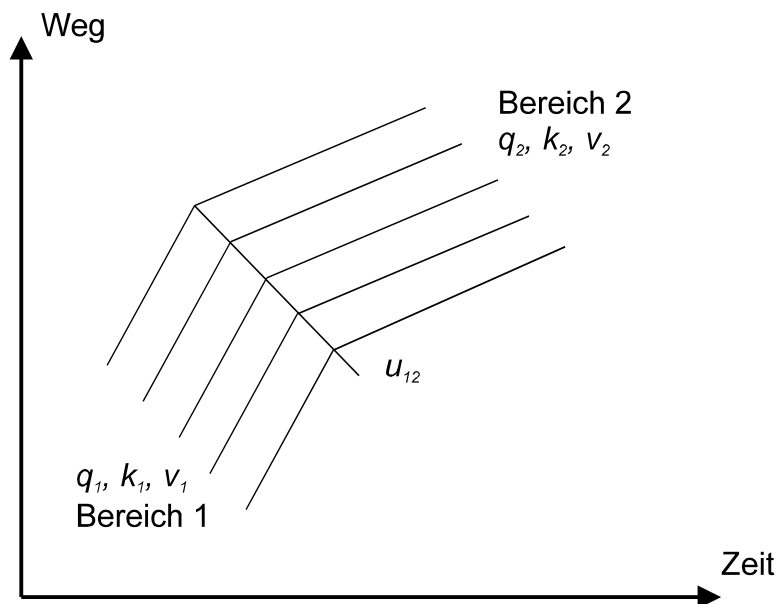


Abb. 4-4: Stoßwelle

$$u_{12} = \frac{q_2 - q_1}{k_2 - k_1} \quad (4-1)$$

mit u_{12} = Geschwindigkeit der Stoßwelle zwischen den Bereichen 1 und 2 [km/h]
 q_i = Verkehrsstärke im Bereich i [Kfz/h]
 k_i = Verkehrsdichte im Bereich i [Kfz/km]

Mit Hilfe von Gleichung (4-1) kann die **Ausdehnung eines Staus** zu jedem Zeitpunkt geschätzt werden. Ereignet sich beispielsweise ein Störfall und ist die Kapazität des verbleibenden Querschnitts überschritten, bildet sich eine Stoßwelle. Diese breitet sich entgegen der Fahrtrichtung aus und bildet das Stauende. Sobald die Kapazität am Ort des Störfalls wieder ansteigt, bilden sich weitere Stoßwellen. Die Stoßwelle, welche mit Abschluß der Räumung der Störfallstelle entsteht, bildet die vordere Front des sich auflösenden Staus.

Für die Ermittlung der gewünschten verkehrlichen Parameter ist der Übergang von der räumlichen Ausdehnung des Staus auf die **Anzahl der betroffenen Fahrzeuge** erforderlich. Die Anzahl der Fahrzeuge, die pro Zeiteinheit in den Stau zufließen, d.h. die Zuflußverkehrsstärke zum Stau q' , entspricht der Anzahl der Fahrzeuge, die pro Zeiteinheit die Stoßwelle passieren:

$$q_{12}' = q_2 - u_{12} \cdot k_2 = q_1 - u_{12} \cdot k_1 \quad (4-2)$$

mit q_{12}' = Verkehrsstärke durch die Stoßwelle zwischen den Bereichen 1 und 2;
 = Zuflußverkehrsstärke zum Stau oder
 = Abflußverkehrsstärke aus dem Stau [Kfz/h]
 u_{12} = Geschwindigkeit der Stoßwelle zwischen den Bereichen 1 und 2 [km/h]
 q_i = Verkehrsstärke im Bereich i [Kfz/h]
 k_i = Verkehrsdichte im Bereich i [Kfz/km]

In Abb. 4-5 ist zur Veranschaulichung ein einfaches Beispiel für einen Stau dargestellt. Im oberen Teil (a) ist die räumliche Ausdehnung des Staus, abgegrenzt durch die Stoßwellen mit den Geschwindigkeiten u_{ij} , im Zeit-Weg-Diagramm abgebildet. Das untere Diagramm (b) veranschaulicht die Anzahl der Fahrzeuge im Stau in Abhängigkeit von der Zeit. Dabei erfolgt die Abgrenzung des Staubereichs mit Hilfe der Zu- und Abflußverkehrsstärken q_{ij}' nach Gleichung (4-2). Ein horizontaler Schnitt durch die in Abb. 4-5 (b) dargestellte Fläche entspricht der Zeit, die das m-te Fahrzeug benötigt, um den Stau zu passieren. Der gesamte Flächeninhalt ist gleich der Summe aller (Fahr-)Zeiten im Stau. Daraus kann unter Berücksichtigung der Geschwindigkeiten im Stau und der ohne Stau gefahrenen Geschwindigkeiten auch die Summe der **Verlustzeiten im Stau** ermittelt werden. Die Fahrleistung im Stau errechnet sich aus der Anzahl der vom Stau betroffenen Fahrzeuge multipliziert mit der mittleren im Stau zurückgelegten Strecke.

Mit Hilfe der hier dargestellten theoretischen Grundlagen ist es nun möglich, die erforderlichen verkehrlichen Parameter für die verschiedensten Staus zu berechnen. Dabei werden vereinfachend Zeitverluste durch Bremsverzögerungen oder Beschleunigungen nicht berücksichtigt.

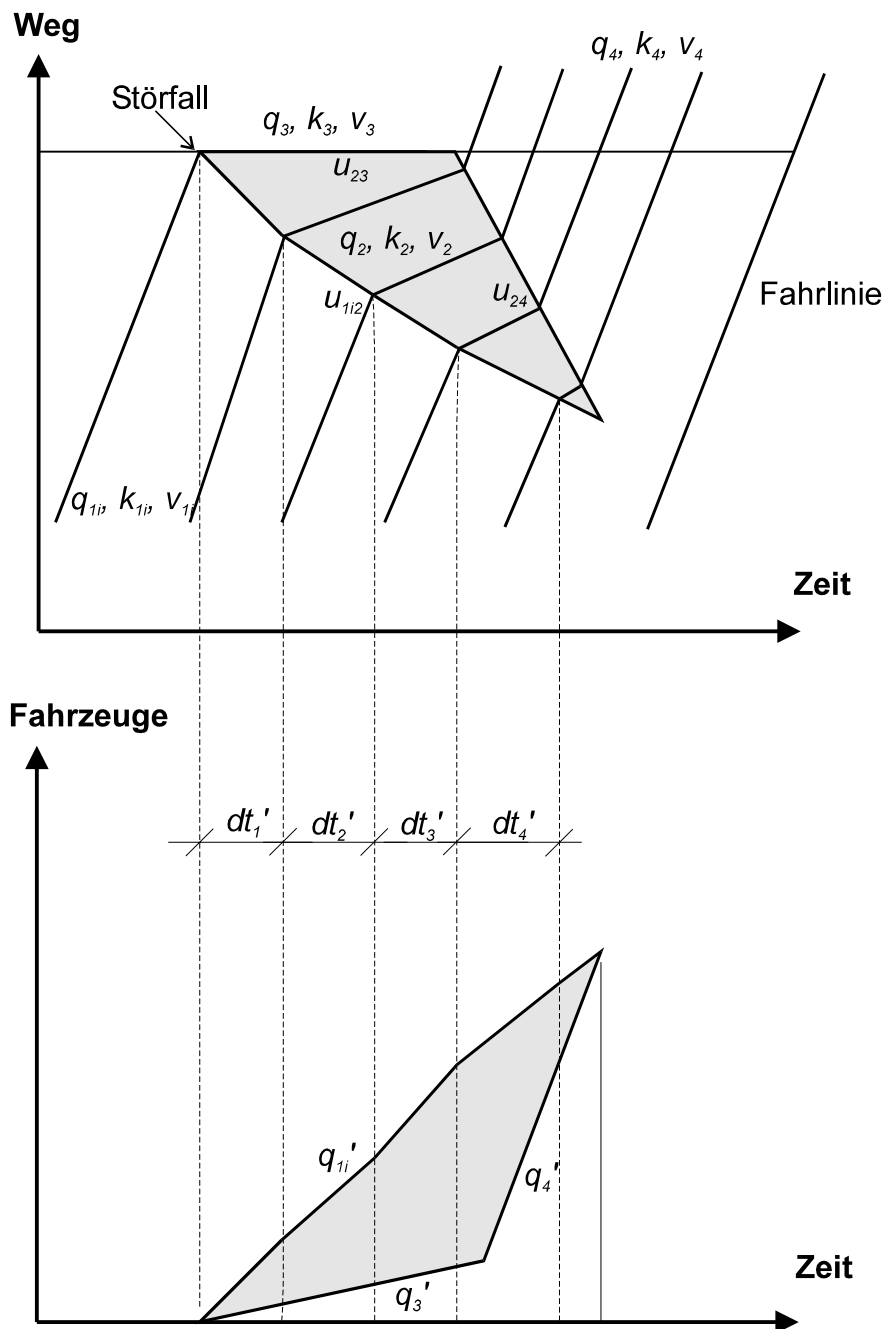


Abb. 4-5: Beispiel für das Prinzip der Stauberechnung
 (a) Zeit-Weg-Diagramm
 (b) Zeit-Fahrzeugmengen-Diagramm

4.6.2 Programmtechnische Umsetzung des Staumodells

Die Behandlung des Staus wird um so aufwendiger, je mehr Stoßwellen zu berücksichtigen sind. Jede Änderung der Zuflußverkehrsstärke wirkt sich auf die Ausbreitungsgeschwindigkeit u_{ij} der Stoßwelle am Stauende aus. Stoßwellen, die im Zufluß selbst entstehen, werden vereinfachend vernachlässigt. Durch jeden Anstieg der Kapazität am Querschnitt des Störfalls bildet sich eine neue Stoßwelle.

Im einfachsten Fall einer Staubrechnung ist die Kapazität des betrachteten Querschnitts während der gesamten Staudauer konstant. Ein Abbau des Staus kann dann nur durch einen Rückgang der Verkehrsnachfrage erfolgen. Dieser Fall tritt z.B. auf, wenn die Kapazität der Tunnelstrecke unter der der Vorlaufstrecke angenommen wird.

Der aufwendigste Fall, der im Rahmen dieser Untersuchung auftreten kann, ist die Vollsperrung einer Fahrbahn als Folge eines Unfalls. Dabei wurde angenommen, daß maximal 3 Stufen der Querschnittseinschränkung betrachtet werden: Vollsperrung, Sperrung eines Fahrstreifens und Sperrung des Standstreifens. In Abb. 4-6 ist ein solcher Fall dargestellt. Die Problematik dieser mehrstufige Staus liegt insbesondere darin, daß nicht vorab klar ist, in welcher Reihenfolge die Stoßwellen aufeinandertreffen und im Stoßpunkte eine neue Stoßwelle entsteht.

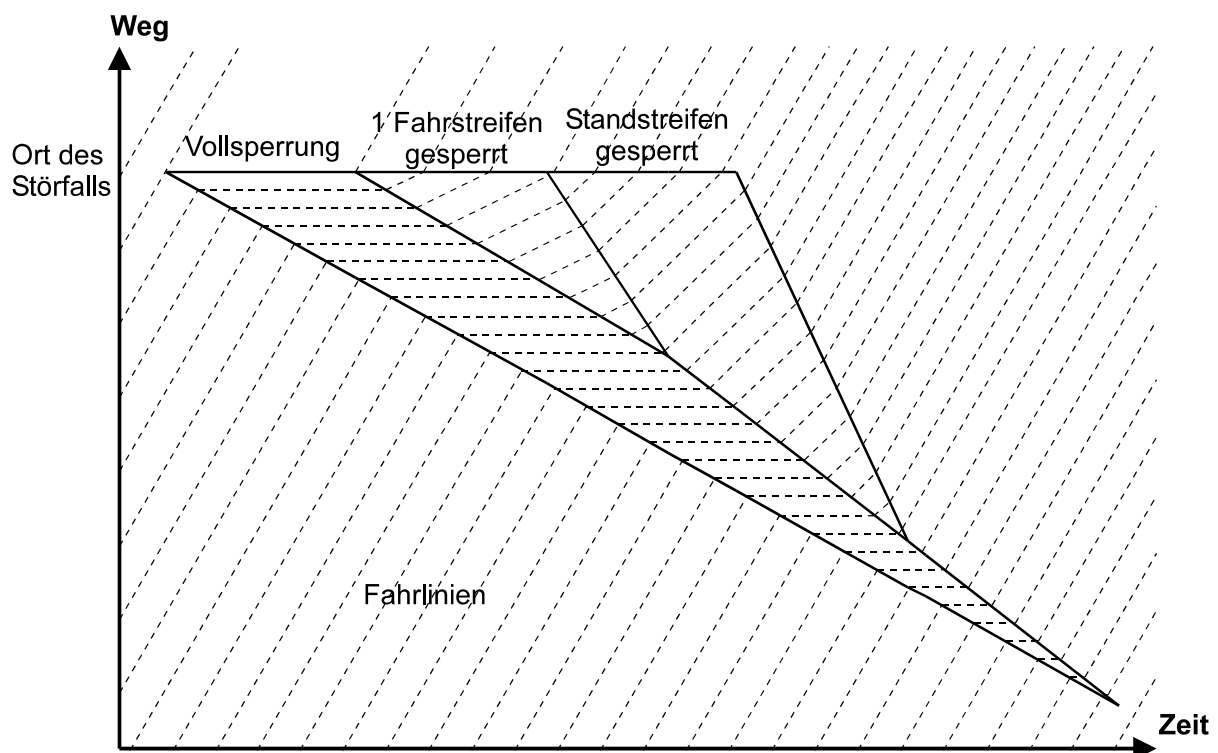


Abb. 4-6: Beispiel eines Staus infolge eines Unfalls mit Vollsperrung der Fahrbahn

Die Ermittlung der geforderten verkehrlichen Parameter erfolgt mit Hilfe eines speziell für diesen Anwendungsfall entwickelten Computerprogramms. Der Berechnungsgang erfolgt *ereignisorientiert*. Als mögliche Ereignisse sind zu berücksichtigen:

- Änderung der Verkehrsstärke im Stauzufluß,
- Änderung der Kapazität im Stauabfluß,
- Aufeinandertreffen zweier Stoßwellen.

In einem iterativen Prozeß wird jeweils das nächste Ereignis festgestellt. Dann werden die verkehrlichen Parameter der bis zum Eintreffen dieses Ereignisses aus dem Stau abfließenden Fahrzeuge ermittelt. Abschließend wird der nächste Eintrittszeitpunkt für alle denkbaren Ereignisse neu berechnet. Dabei werden zur Bestimmung des nächsten Ereignisses alle Eintritts-

zeitpunkte entlang der Fahrlinien auf den Ort des Störfalls bezogen. Dies bedeutet, ein Ereignis tritt dann früher ein als ein anderes, wenn es ein früher fahrendes Fahrzeug betrifft. Bei dieser Art der Vorgehensweise werden die Verlustzeiten und die Fahrleistungen im Stau erst dann berechnet, wenn die Fahrzeuge den gesamten Stau verlassen haben.

Als Elemente der Berechnung werden die in Fahrtrichtung der Fahrzeuge aufeinanderfolgenden Stoßwellen verwendet. Jedes Stoßwellen-Element enthält folgende Informationen:

- Startpunkt der Stoßwelle im Zeit-Weg-Diagramm,
- Ausbreitungsgeschwindigkeit der Welle,
- Angaben zum Verkehrszustand in Fahrtrichtung vor der Stoßwelle (q, k, v),
- Zeitpunkt der nächsten Änderung bzw. Zeitpunkt des Treffens auf eine andere Welle.

Der iterative Berechnungsprozeß wird solange fortgeführt, bis die beiden letzten, noch vorhandenen Stoßwellen aufeinandertreffen.

Insgesamt konnte der Berechnungsalgorithmus so formuliert werden, daß damit gleichermaßen verschiedene Staus und deren Auswirkungen behandelt werden können. Somit ist es möglich, die verkehrlichen Parameter der Staus infolge von Nothalten, Unfällen und Arbeitsstellen mit Hilfe dieses einen Modells zu berechnen.

5. VERKEHRSSICHERHEIT

Im Rahmen des vorangegangenen Kapitels „Verkehrsablauf bei Störfällen“ wurden bereits Angaben aus der Literatur über Unfallraten in Tunneln zusammengestellt. Die Untersuchungen sind jedoch teilweise älteren Datums. Eine Differenzierung der Tunnelstrecken nach Querschnitten mit und ohne Standstreifen, wie sie für das nachfolgend zu entwickelnde Bewertungsverfahren erforderlich ist, wird in keiner der Untersuchungen vorgenommen. Auch besteht zum Teil Unklarheit über die Art und Vollständigkeit der Datenerfassung. Daher wurden als Grundlage für weitere Anwendungen aktuelle empirische Daten über Unfälle in Tunneln selbst erhoben und ausgewertet.

Im allgemeinen wird Straßentunneln eine höhere Verkehrssicherheit nachgesagt als den freien Strecken. Dabei wird unterstellt, daß das veränderte Umfeld im Tunnel die Fahrzeugführer zu einer aufmerksameren und vorsichtigeren Fahrweise veranlaßt. Darüber hinaus treten viele für freie Strecken typische Unfälle im Tunnel nicht auf (vgl. Freibauer, 1978):

- Wildunfälle,
- Unfälle durch ungünstige Witterung (Schnee, Regen, Glatteis),
- Unfälle wegen ungenügender Sichtverhältnisse (Nebel).

Wenn auch Unfälle im Tunnel möglicherweise weniger oft auftreten als auf freien Strecken, so werden sie wegen ihrer möglichen schwerwiegenden Folgen vielfach von den Fahrzeugführern - aber auch den Betreibern der Tunnel - besonders gefürchtet. Insbesondere schwere Brände im Tunnel erfordern den schnellen und umsichtigen Einsatz der Rettungsdienste und der Tunnelbetreiber. Aber auch ein Abkommen von der Fahrbahn ist mit deutlich schwerwiegenderen Folgen verbunden, wenn z.B. das Fahrzeug dabei nicht auf eine Schutzplanke, sondern unmittelbar auf die Tunnelwand trifft. In einzelnen Fällen kann es sogar vorkommen, daß die Fahrzeuge mehrmals zwischen den beiden Tunnelwänden hin und her prallen. Mit erhöhten Schwierigkeiten für die Rettungsdienste kann auch die Bergung von Unfallopfern im Tunnel verbunden sein. Dies gilt insbesondere, wenn Lkws an den Unfällen beteiligt sind. So ist beispielsweise der Einsatz eines Krans nicht möglich. Kritische Situationen können sich auch ergeben, wenn ein kleineres Fahrzeug durch ein größeres gegen die Tunnelwand gedrückt wird.

Das Hauptziel der Untersuchung der Verkehrssicherheit von Straßentunneln ist es, Unfallkennzahlen für die Regelquerschnitte im Tunnel zu ermitteln. Diese Kennzahlen werden als Eingangswerte für das nachfolgend zu entwickelnde Verfahren zur Auswahl eines geeigneten Tunnelquerschnitts benötigt. Als Basis für diese Untersuchung dienen empirische Daten von Tunneln in Deutschland. Anhand des erhobenen Datenmaterials wird es ebenfalls möglich sein, allgemeine Aussagen über das Unfallgeschehen in Straßentunneln zu treffen.

5.1 Erhebung empirischer Daten

Zur Beurteilung der Verkehrssicherheit von Straßentunneln wurden Unfalldaten bei den zuständigen Polizeidienststellen erhoben. Angesichts der vergleichsweise geringen Anzahl in Betrieb befindlicher Tunnel in Deutschland wurden auch innerorts liegende Strecken nicht von vornherein ausgeschlossen. Unberücksichtigt bleiben konnten jedoch in jedem Fall Tunnelstrecken mit untypischen Querschnitten und Tunnel, die weniger als 1 Kalenderjahr in Betrieb waren. Für insgesamt 91 der ursprünglich 122 in der Datenbank enthaltenen Straßentunnel konnten Angaben zum Unfallgeschehen eingeholt werden. Nur einige überwiegend kurze Tunnel (bis 400 m) in Innerortslage wurden letztlich nicht erfaßt. Leider ist bei den Berliner Unfalldaten nur die Zuordnung zu einem Streckenabschnitt, nicht jedoch zu einem genauen Kilometer innerhalb des Abschnitts, möglich. Daher konnten hier die vorliegenden Daten nicht nach freien Strecken und Tunnelstrecken unterschieden werden. Auf die weitere Auswertung der Unfalldaten aus Berlin wurde deshalb verzichtet. Die Daten von insgesamt 81 Tunnelstrecken konnten einer genaueren Auswertung unterzogen werden.

Wenn die Unfalldaten vom Bearbeiter selbst bei den zuständigen Polizeidienststellen eingesehen wurden, konnte die Auswertung auch auf angrenzende freie Strecken ausgedehnt werden. In anderen Fällen waren die Beamten auch bereit, die gewünschten Unfallanzeigen selbst herauszusuchen und dem Lehrstuhl für Verkehrswesen als Kopie zuzusenden. Dann wurde der auszuwertende Bereich zwecks Reduzierung des Arbeitsaufwandes auf die eigentlichen Tunnelstrecken begrenzt.

Die Datenerhebung erfolgte im Jahr 1997. Folglich stammen die Unfalldaten aus den Jahren 1996 und früher. Es wurden jeweils ganze Kalenderjahre erfaßt, soweit sie zugänglich waren. Die Auswerteziträume schwanken zwischen 2 und 9 Jahren.

Um möglichst unverfälschte und detaillierte Informationen über das Unfallgeschehen zu erhalten, wurde grundsätzlich angestrebt, Kopien der Original-Unfallanzeigen zu erhalten. Nur wenn diese nicht verfügbar oder nur mit unvertretbarem Aufwand zu bekommen waren, wurden auch Unfalldaten aus Datenbanken in die Untersuchung aufgenommen. Dabei kann unterstellt werden, daß eine Ermittlung von Unfallkennzahlen in der Regel auch mit Hilfe der in Datenbanken vorhandenen Informationen möglich ist. Zur Analyse des Unfallgeschehens sollten jedoch vorzugsweise die polizeilichen Unfallanzeigen herangezogen werden.

Insbesondere die Beschreibung der Unfallörtlichkeit stellt bei der Verwendung von Datenbanken ein Problem dar. Im Zuge von anbaufreien Straßen wird die Örtlichkeit üblicherweise durch die Straßenbezeichnung, die Fahrtrichtung und den Kilometer beschrieben. Dabei kann die Kilometerangabe in einzelnen Fällen auch stark gerundet sein. Eine eigene Rubrik zur Kennzeichnung einer Tunnellage fehlt. Eine entsprechende Angabe kann der Polizeibeamte als freien Text ergänzen, muß er aber nicht. Dieser Umstand führte bei der Auswertung der

Anzeigen vielfach zu Unklarheiten darüber, ob der Unfall sich tatsächlich im Tunnel ereignet hatte oder außerhalb.

Alle Unfalldaten wurden durch studentische Hilfskräfte in eine speziell für diese Untersuchung angelegte Datenbank eingegeben. Dabei wurden bereits in den Verkehrsunfallanzeigen verwendete Kennungen um weitere ergänzt. So wurde z.B. bei der Beschreibung der Charakteristik der Unfallstelle eine eigene Rubrik „Tunnel“ aufgenommen. Weiterhin wurden Anschlußstellen nach Zu- und Abfahrten differenziert. Die Unfallort wurde nicht nur durch den Kilometer im Straßennetz, sondern auch durch Kilometerangaben relativ zu den beiden Tunnelportalen bezeichnet. Auf diese Weise sollte festgestellt werden, ob sich die Unfälle beispielsweise im Bereich der Portale besonders häufen.

Abb. 5-1: Maske zur Eingabe der Unfalldaten in die Datenbank

Der Unfalltyp wurde - soweit möglich - durch einen 3-stelligen Schlüssel nach dem erweiterten Typenkatalog „Rheinland-Pfalz“ gekennzeichnet. Diese Schlüssel fanden auch Eingang in das neue „Merkblatt für die Auswertung von Straßenverkehrsunfällen“ der FGSV (1998).

Insgesamt 2235 Unfälle wurden in die Datenbank aufgenommen. Davon ereigneten sich 1159 Unfälle nachweislich im Tunnel. (In der Datenbank sind auch Unfalldaten aus Berlin enthalten, bei denen diese Zuordnung nicht möglich ist.) In einzelnen Tunneln ist während des gesamten Untersuchungszeitraums kein Unfall aufgetreten. Auch diese Tunnelstrecken sind in der Auswertung zu berücksichtigen.

Die Kenndaten aller in der Untersuchung verwendeten Tunnelstrecken sowie Angaben zur Anzahl der beobachteten Unfälle, zum Auswertzeitraum etc. sind nach Straßentypen getrennt in Anhang C zusammengefaßt.

5.2 Ermittlung von Unfallkenngrößen

Ziel der hier durchgeführten Untersuchung ist es, allgemeine Aussagen über die Verkehrssicherheit von Tunnelstrecken unter Berücksichtigung verschiedener Tunnelquerschnitte zu treffen. Angesichts unterschiedlichster Tunnellängen und Verkehrsbelastungen der Strecken des Untersuchungskollektivs ist im Sinne der gewünschten Verallgemeinerung die Verwendung relativer Kenngrößen sinnvoll. Durch sie wird die *Unsicherheit* bzw. die *Unfallgefahr* beschrieben, die von den betrachteten Strecken ausgeht. Definitionen aller gängigen Unfallkennzahlen sind in den „Hinweisen zur Methodik der Untersuchung von Straßenverkehrsunfällen“ (FGSV, 1991) zusammengestellt. Die im Rahmen dieser Untersuchung verwendeten Größen werden nachfolgend kurz erläutert.

Die *Unfallrate UR* beschreibt das (fahrleistungsbezogene) Risiko, auf der betrachteten Strecke in einen Unfall verwickelt zu werden:

$$UR = \frac{U \cdot 10^6}{365 \cdot L \cdot \sum DTV} \quad (5-3)$$

mit	UR	= Unfallrate	[U/(10 ⁶ Kfz · km)]
	U	= Anzahl der Unfälle im Untersuchungszeitraum (n Jahre)	[U]
	L	= Länge des Tunnels	[km]
	DTV	= durchschnittliche tägliche Verkehrsstärke in den n Jahren des Untersuchungszeitraums	[Kfz/24 h]

Die Folgen der Unfälle werden vielfach anhand der Unfallkosten bewertet. Dabei geht man vom volkswirtschaftlichen Nutzen vermiedener Unfälle aus. Bei der Bewertung von Sachschäden werden sowohl die eigentlichen Reparaturkosten als auch die Gemeinkosten z.B. für die Polizei berücksichtigt. Diese Sachschadenssätze sind nicht zu verwechseln mit der polizeilichen Schätzung des Sachschadens am Unfallort.

Aktuelle Kostensätze für das Jahr 1995 wurden von Deffke e.a. (1995) zusammengestellt. Dabei werden 4 verschiedene Straßenkategorien unterschieden:

- außerorts
 - Autobahnen (einschließlich Stadtautobahnen sowie andere 2-bahnig planfrei geführte Außerortsstraßen),
 - übrige (1-bahnig planfreie und plangleiche Außerortsstraßen)

- innerorts
 - Verkehrsstraßen,
 - Erschließungsstraßen.

Das Verfahren zur Ermittlung der Unfallkosten ist auch im „Merkblatt für die Auswertung von Straßenverkehrsunfällen“ der FGSV (1998), Anhang 6 und im Kommentar zu den EWS 1997 beschrieben. Prinzipiell stehen pauschale Kostensätze in Abhängigkeit von der Unfall- und der Straßenkategorie sowie angepasste Kostensätze zur Verfügung. Durch die Verwendung angepasster Kostensätze können örtliche Besonderheiten der Verunglücktenstruktur oder des Unfallgeschehens (Unfalltypen) berücksichtigt werden. Dabei ist jedoch eine Mindestgröße des Kollektivs von mindestens 100 Unfällen mit Personenschaden erforderlich.

Unfallkategorie	Anzahl der Unfälle	Tote	Schwer-verletzte	Leicht-verletzte
Unfälle mit Personenschaden	204			
• mit Toten	3 (1%)	3	0	0
• mit Schwerverletzten	26 (13%)	0	28	7
• mit Leichtverletzten	175 (86%)	0	0	251
Unfälle mit Sachschaden	500			
• mit schwerem Sachschaden	125 (25%)			
• mit leichtem Sachschaden	375 (75%)			

Tabelle 5-1: Unfallgefahr in Tunneln an Bundesautobahnen und ähnlichen Strecken

Im Rahmen dieser Untersuchung werden nur pauschale Unfallkosten verwendet. Durch die Unterteilung der Unfalldaten nach Straßenkategorien und Querschnitten würden sich Teilkollektive ergeben, welche die obengenannte Bedingung nicht mehr erfüllen (vgl. Tabelle 5-1 und Tabelle 5-2). Auch auf eine Anpassung der Unfallkosten in Abhängigkeit vom Unfalltyp wurde verzichtet, da beispielsweise für den Elbtunnel entsprechende Angaben fehlen.

Unfallkategorie	Anzahl	Tote	Schwer-verletzte	Leicht-verletzte
Unfälle mit Personenschaden	42			
• mit Toten	1 (2%)	1	2	0
• mit Schwerverletzten	11 (26%)	0	12	11
• mit Leichtverletzten	30 (71%)	0	0	56
Unfälle mit Sachschaden	49			
• mit schwerem Sachschaden	5 (10%)			
• mit leichtem Sachschaden	44 (90%)			

Tabelle 5-2: Unfallgefahr an 1-bahnig 2-streifigen Außerortsstraßen

Bei der Verwendung pauschaler Unfallkostensätze sind die verschiedenen Abgrenzungen der Sachschadensunfälle der letzten Jahren zu berücksichtigen. Bis zum Jahr 1994 einschließlich werden die Unfälle nach der Höhe des polizeilich geschätzten Sachschadens in leichte und schwere Sachschadensunfälle unterteilt. Dabei galt bis 1990 ein Grenzwert von 3000 DM und anschließend von 4000 DM. Seit dem 1.1.1995 spricht man von einem schwerwiegenden Unfall mit Sachschaden, wenn eine Ordnungswidrigkeit mit einer Geldbuße zu ahnden ist, wenn eine Straftat vorliegt oder mindestens ein Fahrzeug nicht mehr fahrbereit ist (Unfallkategorien 4 und 6). Diese wechselnden Definitionen führen dazu, daß im Einzelfall je nach Bezugsjahr 3 verschiedene Kostensätze auf einen Tunnel anzuwenden sind.

Eine weitere Schwierigkeit bei der Ermittlung der Unfallkosten ergibt sich aus den unterschiedlichen Archivierungsvorgaben der Polizeidienststellen. Die Unfälle mit leichtem Sachschaden bzw. die sonstigen Unfälle mit Sachschaden erfordern aus polizeilicher Sicht in der Regel keine weitere Bearbeitung. Daher werden die zugehörigen Unfallmitteilungen vielfach nicht aufbewahrt.

Eine Schätzung der Unfallkosten bei Unfällen mit Sachschaden aber auch der zugehörigen Unfallraten ist jedoch nur dann möglich, wenn diese Unfälle vollständig erfaßt sind. Daher wurden die Tunnelstrecken nach Vollständigkeit der Daten in zwei Gruppen eingeteilt. Falls nicht alle Unfälle vorlagen, wurden für diese Tunnelstrecken nur die Unfälle mit Personenschaden weiter ausgewertet.

Als Maßzahl zur Beschreibung des Unsicherheitsgrades einer Strecke wird die *Unfallkostenrate UKR* ermittelt. Sie ergibt sich aus der Summe der Kosten der einzelnen Unfälle bezogen auf die Fahrleistungen in der Tunnelstrecke:

$$UKR = \frac{1000 \cdot \sum UK}{365 \cdot L \cdot \sum DTV} \quad (5-4)$$

mit UKR = Unfallkostenrate [DM/(10³ Kfz · km)]
 UK = Unfallkosten im Untersuchungszeitraum (n Jahre) [DM]
 L = Länge des Tunnels [km]
 DTV = durchschnittliche tägliche Verkehrsstärke
in den n Jahren des Untersuchungszeitraums [Kfz/24 h]

Die Unfallraten und Unfallkostenraten wurden zunächst für die einzelnen Tunnel berechnet und dargestellt (Anhang C). Da nur sehr wenige Unfalldaten für 3-streifige Richtungsfahrbahnen vorlagen, wurde nach der Anzahl der Fahrstreifen bei Richtungsfahrbahnen nicht weiter differenziert. Diese Vorgehensweise wurde auch bei der Ermittlung der in den EWS 1997, Tabelle 16 dargestellten Werte gewählt.

Aufgrund der vorliegenden Einzeldaten mußte der Tunnel Bochum-Grumme in Fahrtrichtung Dortmund als Ausreißer eingestuft werden. Hier ereigneten sich im Zeitraum von 5 Jahren 120 Unfälle im Vergleich zu 25 in der Gegenrichtung. Diese Tunnelröhre wurde daraufhin aus der Wertung genommen. (In allen hier dargestellten Ergebnissen fehlt diese Tunnelröhre bereits.)

In einem weiteren Schritt der Datenaggregation wurden nur noch 3 Querschnittsgruppen betrachtet. Für die Richtungsfahrbahnen mit und ohne Standstreifen sowie die 2-streifigen Außerortsstraßen wurden mittlere Unfallraten und Unfallkostenraten getrennt nach Unfällen mit Personenschaden und Unfällen mit Sachschaden ermittelt. Alle übrigen Kollektive erschienen zu klein, um sinnvolle statistische Werte ermitteln zu können. Die auf diese Weise errechneten Unfallkenngrößen (Tabelle 5-3) werden im weiteren Verlauf dieser Untersuchung als Eingangsdaten für das Bewertungsverfahren dienen. Die Unfallraten und Unfallkostenraten der einzelnen Tunnel an mehrstreifigen Richtungsfahrbahnen sind in Abb. 5-2 bis Abb. 5-5 dargestellt.

Straßentyp ST (EWS 1997)	Tunnel- querschnitt	Unfallraten		Unfallkostensätze		Unfallkostenraten
		UR(P) _{ST} [U/10 ⁶ Kfz*km]	UR(S) _{ST}	WU(P) _{ST}	WU(S) _{ST} [DM/U]	UKR _{ST} [DM/(1000 Kfz*km)]
1.21, 1.31 3.21, 3.31	26 T 33 T	0,074	0,326	105.418	15.421	12,78
1.22, 1.32 3.21, 3.32	26 t 33 t	0,130	0,354	113.231	18.067	21,16
2.12	10,5 T	0,141	0,249	125.000	8.945	19,88

Tabelle 5-3: Unfallkennwerte der Tunnelquerschnitte

Die hier dargestellten Unfallkennzahlen liegen alle unter den Angaben der EWS 1997, Tabelle 16 für freie Strecken. Die Angaben der Untersuchung von Heidemann e.a. (1998) über Unfällen mit Personenschaden an Autobahnen werden ebenfalls unterschritten. Die Autoren ermittelten Unfallraten von 0,173 bzw. 0,184 Unfälle pro 1 Mio. Fahrzeugkilometer an 2- bzw. 3-streifigen Autobahnen ohne Standstreifen sowie von 0,137 und 0,146 für die analogen Fälle mit Standstreifen. In Expertenkreisen (Arbeitskreis 3.8.2 „Sicherheitsanalyse von Straßennetzen“) wird jedoch gegenwärtig diskutiert, eine zeitliche Anpassung der EWS-Daten vorzunehmen. Die den EWS zugrunde liegende Unfalluntersuchung stammt bereits aus dem Jahr 1992 (vgl. Brannolte e.a., 1992). Eine Analyse der Entwicklung der Unfallzahlen und Unfallkosten über die letzten Jahre deutet auf einen allgemeinen Rückgang des Unfallgeschehens. Wenn dieses Tendenz sich auch in den nächsten 20 Jahren fortsetzen sollte, so ist diese Tatsache für das nachfolgend zu erstellende volkswirtschaftliche Bewertungsverfahren von erheblicher Bedeutung. Daher wurden die empirischen Unfalldaten im Hinblick auf einen möglichen zeitlichen Trend näher untersucht.

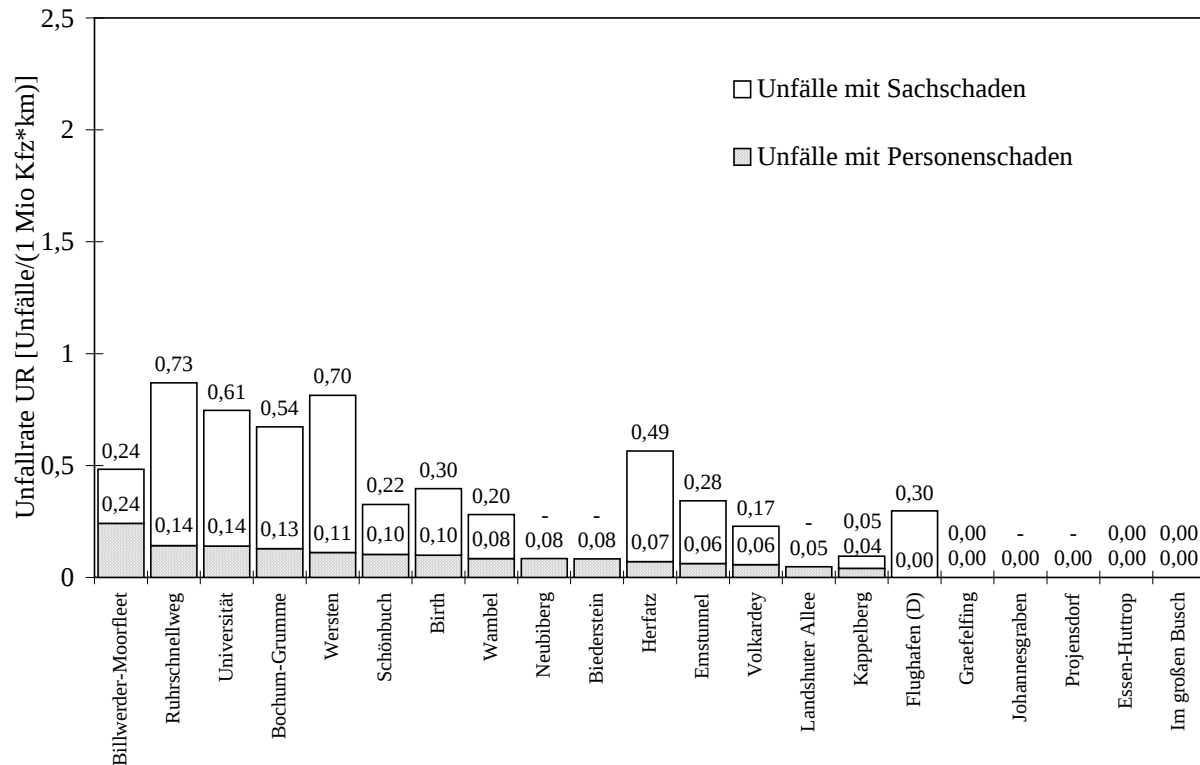


Abb. 5-2: Unfallraten der Tunnel mit mehrstreifigen Richtungsfahrbahnen und Standstreifen

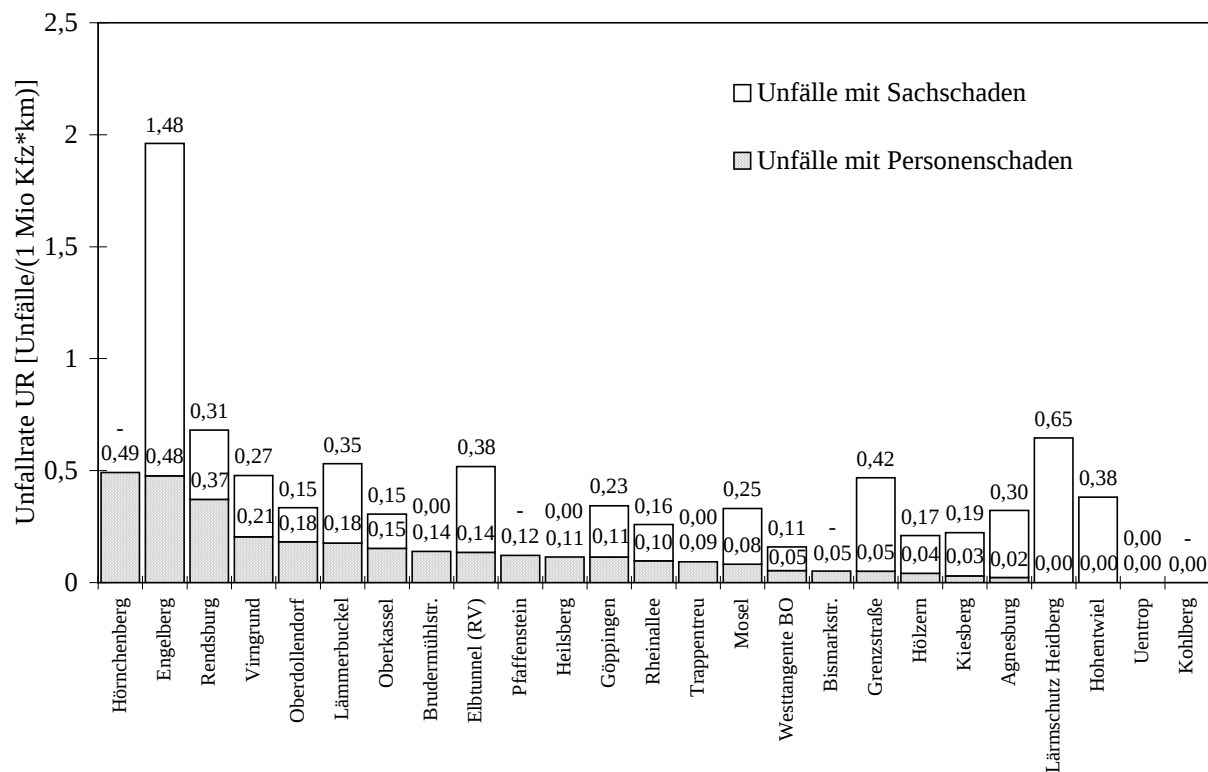


Abb. 5-3: Unfallraten der Tunnel mit mehrstreifigen Richtungsfahrbahnen ohne Standstreifen

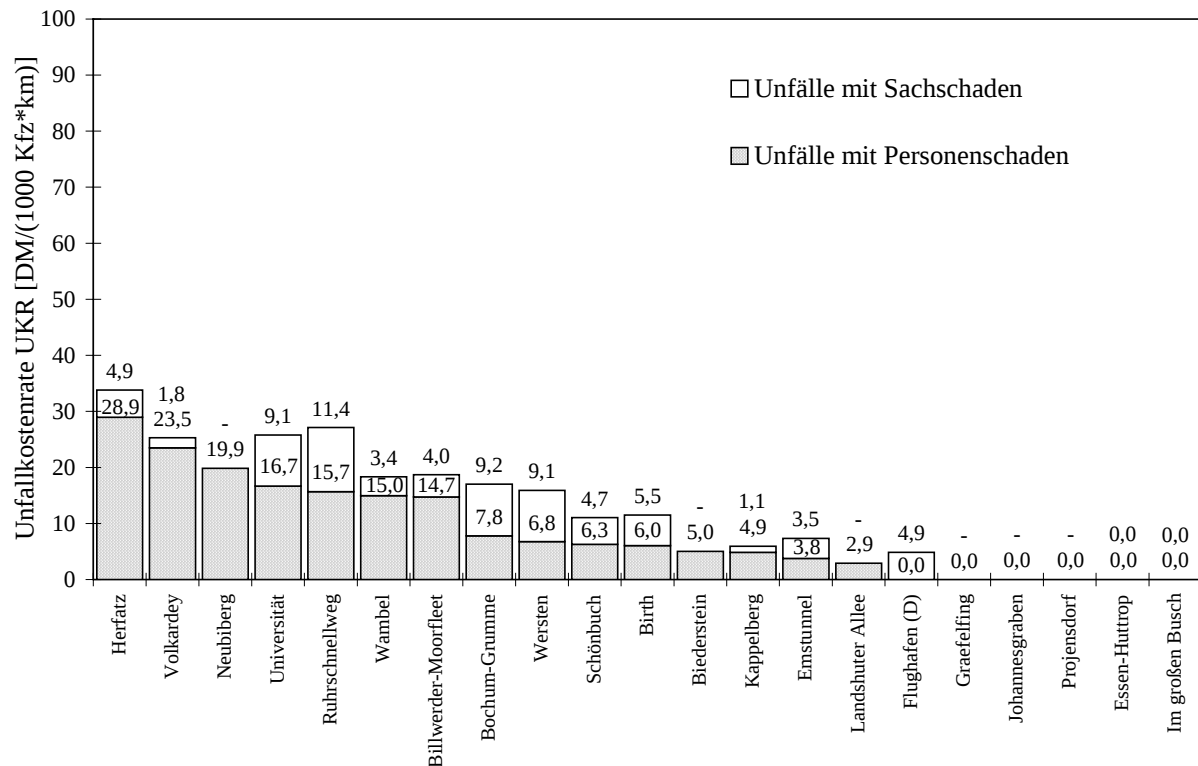


Abb. 5-4: Unfallkostenraten der Tunnel mit mehrstreifigen Richtungsfahrbahnen und Standstreifen

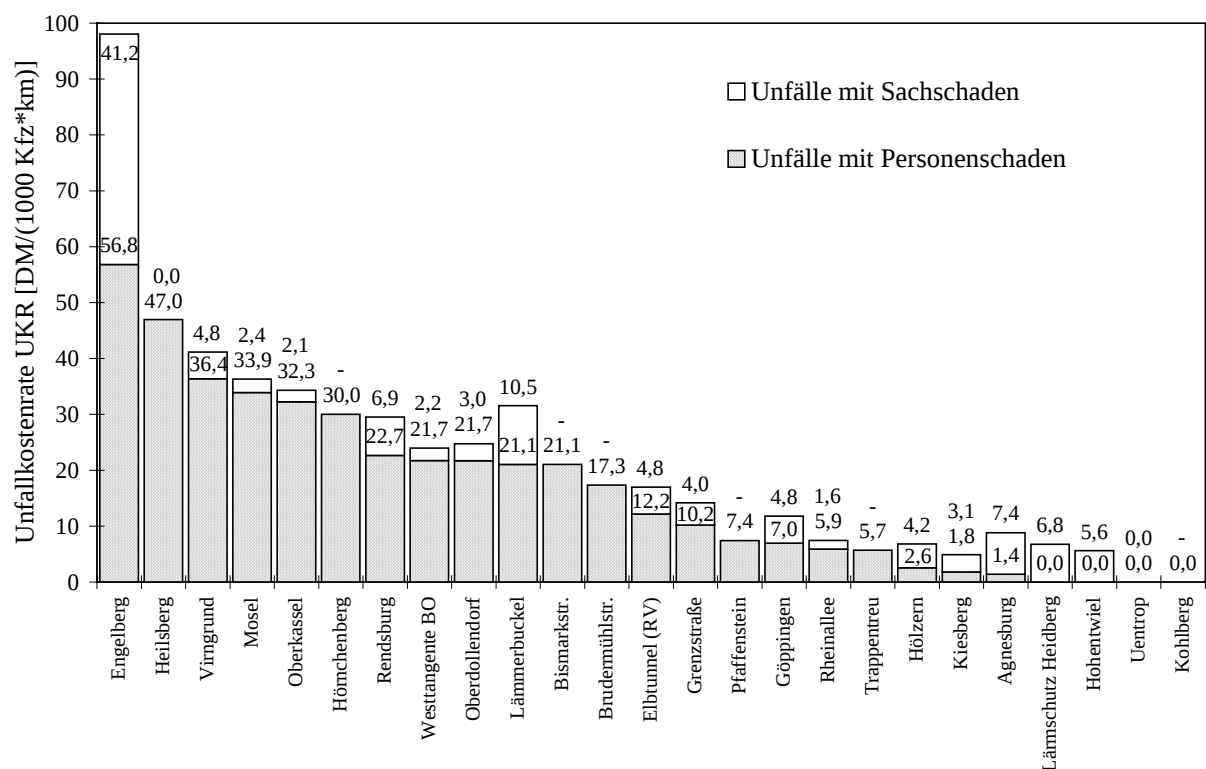


Abb. 5-5: Unfallkostenraten der Tunnel mit mehrstreifigen Richtungsfahrbahnen ohne Standstreifen

Die zeitliche Entwicklung der Unfallkenngrößen ist für Tunnelstrecken mit Standstreifen in Tabelle 5-4 und für Tunnelstrecken ohne Standstreifen in Tabelle 5-5 getrennt nach Unfällen mit Personen- und Sachschaden dargestellt. Ein einheitlicher zeitlicher Trend konnte aus diesen Daten nicht abgeleitet werden. Offensichtlich ist die Datenbasis zu gering, um für einzelne Jahre statistisch abgesicherte Unfallkenngrößen zu ermitteln. Besonders aus den frühen Jahren waren nur noch wenige Unfalldaten verfügbar. Daher wurden lediglich Mittelwerte über alle Jahre gebildet.

Jahr	Anzahl Tunnel	ΣL [km]	$\Sigma DTV \cdot L$ [Kfz·km/d]	mittl. DTV [Kfz/d]	U [-]	UK [DM]	UR [U/10 ⁶ Kfz·km]	WU [DM]	UKR [DM/1000 Kfz·km]
Unfälle mit Personenschaden									
1990	2	1,890	6.744	3.568	0	0	0,000	0,000	0,00
1991	7	3,622	32.006	8.836	1	61.000	0,086	61.000	5,22
1992	18	7,560	160.704	21.256	2	471.000	0,034	235.500	8,03
1993	20	10,690	263.907	24.686	6	366.000	0,062	61.000	3,80
1994	20	10,690	268.239	25.092	8	488.000	0,082	61.000	4,98
1995	39	25,981	655.534	25.231	17	1.735.000	0,071	102.059	7,25
1996	39	25,981	661.032	25.442	21	2.677.000	0,087	127.476	11,10
gesamt	145	86,416	2.048.165	23.701	55	5.798.000	0,074	105.418	7,76
Unfälle mit Sachschaden									
1990	2	1,890	6.744	3.568	0	0	0,000	0	0,00
1991	5	3,121	27.391	8.778	6	82.000	0,600	13.667	8,20
1992	7	4,321	62.037	14.359	8	164.000	0,353	20.500	7,24
1993	9	7,451	163.930	22.003	14	311.600	0,234	22.257	5,21
1994	9	7,451	167.259	22.449	7	123.000	0,115	17.571	2,01
1995	28	22,742	553.081	24.320	55	883.000	0,272	16.055	4,37
1996	28	22,742	558.044	24.539	93	1.258.500	0,457	13.532	6,18
gesamt	88	69,715	1.538.486	22.068	183	2.822.100	0,326	15.421	5,03

Tabelle 5-4: Zeitliche Entwicklung der Unfallkenngrößen im Tunnel an Richtungsfahrbahnen mit Standstreifen

Auch wenn aus den vorliegenden Unfalldaten kein klarer zeitlicher Trend abgeleitet werden konnte, so ist er dennoch für die Zukunft nicht auszuschließen. Im Rahmen einer Sensitivitätsanalyse des zu entwickelnden Bewertungsverfahrens ist daher dieser Aspekt zu diskutieren.

Jahr	Anzahl Tunnel	ΣL [km]	$\Sigma DTV \cdot L$ [Kfz·km/d]	mittl. DTV [Kfz/d]	U [-]	UK [DM]	UR [U/10 ⁶ Kfz·km]	WU [DM]	UKR [DM/1000 Kfz·km]
Unfälle mit Personenschaden									
1991	3	2,521	50.888	20.186	0	0	0,000	0,000	0,00
1992	31	18,116	456.018	25.173	21	3.375.000	0,126	160.714	20,28
1993	33	19,165	464.768	24.252	21	2.677.000	0,124	127.476	15,78
1994	38	21,790	530.585	24.350	32	3.348.000	0,165	104.625	17,29
1995	45	29,679	802.490	27.039	40	4.185.000	0,137	104.625	14,29
1996	43	29,074	784.315	26.977	33	3.060.000	0,115	92.727	10,69
gesamt	193	120,343	3.089.064	25.669	147	16.645.000	0,130	113.231	14,76
Unfälle mit Sachschaden									
1991	3	2,521	50.888	20.186	1	8.200	0,054	8.200	0,44
1992	25	14,152	256.456	18.122	42	738.000	0,449	17.571	7,88
1993	25	14,152	256.902	18.153	50	1.164.400	0,533	23.288	12,42
1994	30	16,777	320.378	19.096	41	1.025.000	0,351	25.000	8,77
1995	35	23,356	577.180	24.712	58	891.000	0,275	15.362	4,23
1996	33	22,751	556.521	24.461	69	889.000	0,340	12.884	4,38
gesamt	151	93,709	2.018.326	21.538	261	4.715.600	0,354	18.067	6,40

Tabelle 5-5: Zeitliche Entwicklung der Unfallkenngrößen im Tunnel an Richtungsfahrbahnen ohne Standstreifen

5.3 Beschreibung des Unfallgeschehens

Die nachfolgende Analyse bezieht sich zunächst auf alle 1159 Unfälle im Tunnel. D.h. auch die teilweise unvollständigen Daten der Unfälle mit Sachschaden werden hier verwendet. Je nach Untersuchungszweck ist die Unterscheidung der Unfälle nach Straßenkategorie sinnvoll.

Für die Tunnelstrecken sind im wesentlichen 3 Unfalltypen von Bedeutung:

- Fahrurfälle,
- Unfälle im Längsverkehr,
- Sonstige Unfälle.

Im Richtungsverkehr (Tabelle 5-6) ist der Unfall im Längsverkehr die dominierende Kategorie. Gerade bei hoch belasteten Streckenabschnitten sind häufig Auffahrunfälle - vielfach im Stop-and-go-Verkehr - zu beobachten. Wenn Anschlußstellen im Tunnel oder in der Nähe vorhanden sind, kommt es oft zu einer Häufung der Unfälle in diesem Bereich. Beispielsweise schließt sich unmittelbar an den Flughafen-Tunnel in Düsseldorf (Fahrtrichtung Messe) eine Ausfahrt an. Wenn das Ende der Schlange bis in den Tunnel hineinreicht, wird dies häufig von den Fahrern nicht erkannt. Als Folge treten dann Auffahrunfälle auf.

Unfalltyp	Anzahl (Anteil in Prozent)			
Fahrunfälle	101	(17%)		
• Kurve		14	(2%)	
• Gerade		79	(14%)	
• unbekannt		8	(1%)	
Unfälle mit ruhendem Verkehr (Betreiber-Fz)	3	(1%)		
Unfälle im Längsverkehr	402	(69%)		
• Auffahrunfälle auf der Hauptfahrbahn		233	(40%)	
• Auffahrunfälle in der Auffahrt		3	(1%)	
• Spurwechsler		110	(19%)	
• Nebeneinanderfahrer		27	(4%)	
• Geisterfahrer		4	(1%)	
• unbekannt		25	(4%)	
Sonstige Unfälle	73	(13%)		
• Hindernis		47	(8%)	
– bewegliches Hindernis				39 (6%)
– liegengebliebenes Fahrzeug				8 (2%)
• plötzlicher Schaden		12	(3%)	
– körperliches Unvermögen				4 (1%)
– Schaden am Fahrzeug				8 (2%)
• Schaden am Tunnel (meist mit Unfallflucht)		14	(2%)	
• unbekannt		2	(0%)	

Tabelle 5-6: Unfalltypen in Tunneln an mehrstreifigen Richtungsfahrbahnen

Ein besonderer Unfalltyp, der in dieser Form nur im Tunnel auftreten kann, ist der Schaden am Tunnel. Hier werden meistens von den Betreibern Schäden an der Beleuchtung, Signalen oder den Wänden festgestellt, deren Verursacher nachträglich nicht mehr feststellbar sind.

In 2-streifigen Tunnelstrecken mit Gegenverkehr (Tabelle 5-7) sind die Unfälle auf die 3 wichtigsten Unfalltypen etwa gleich verteilt. Die Bedeutung der Unfälle in Längsverkehr ist deutlich geringer als an Richtungsfahrbahnen. Der besonders gefürchtete Fall einer Kollision mit dem Gegenverkehr wurde nur in 6 % der Fälle (3 Unfälle) beobachtet.

Gerade im Zusammenhang mit Unfällen in Gegenverkehrstunneln wurde eine Unfallursache häufig genannt, die in der Form nur in Tunneln auftreten wird. Die Fahrer gaben an, aufgrund plötzlich beschlagener Scheiben nichts mehr gesehen zu haben. Dieses Phänomen kann vor allem in langen bergmännisch vorgetriebenen Tunneln auftreten. Es wurde in den Tunneln Heslach (Stuttgart), Hugenwald (Waldkirch), Michaelstunnel (Baden-Baden), Nordwestumgehung (Rastatt) und Wattkopf (Ettlingen) als Unfallursache angegeben.

Unfalltyp	Anzahl (Anteil in Prozent)	
Fahrurfälle	15 (32%)	
• Kurve	1	(2%)
• Gerade	13	(28%)
• Unebenheit	1	(2%)
Unfälle mit ruhendem Verkehr (Betreiber-Fz)	1 (2%)	
Unfälle im Längsverkehr	16 (34%)	
• Auffahrurfälle	13	(28%)
• Überholer-Gegenverkehr	1	(2%)
• begegnende Fahrzeuge	2	(4%)
Sonstige Unfälle	15 (32%)	
• bewegliches Hindernis	5	(11%)
• plötzlicher Schaden	8	(17%)
– körperliches Unvermögen	2	(4%)
– Schaden am Fahrzeug	6	(13%)
• Schaden am Tunnel (meist mit Unfallflucht)	2	(4%)

Tabelle 5-7: Unfalltypen in Tunneln an 2-streifigen Außerortsstraßen

Unfälle mit tödlichem Ausgang wurden in 8 Fällen (von 1159 Unfällen) beobachtet. Alle Unfälle waren Fahrurfälle. 5 der 8 Unfälle ereigneten sich während der Nachtstunden. Einigen der Fahrer wurde eine Selbstmordabsicht unterstellt. 2 der Fahrzeuge fuhren in das Tunnelportal. Betroffen von tödlichen Unfällen waren die Tunnel Herfatz, Lämmerbuckel und Westtangente Bochum im Richtungsverkehr sowie die Tunnel Heslach, Wagenburg, Reutherberg und Michaelstunnel im Gegenverkehr.

Im Rahmen dieses Kapitels wurde dargestellt, welche Schritte zur Untersuchung der Verkehrssicherheit von Straßentunneln durchgeführt wurden. Anhand des erhobenen empirischen Materials konnten typische Unfallkennwerte für verschiedene Tunnelquerschnitte ermittelt werden. Diese in Tabelle 5-3 dargestellten Werte finden nachfolgend Eingang in das zu entwickelnde Bewertungsverfahren zur Auswahl von Tunnelquerschnitten. Die hergeleiteten Unfallkostenraten dienen der Ermittlung der Unfallkosten, während die Unfallraten zur Beschreibung des Verkehrsablaufs bei Störfällen verwendet werden (vgl. Kapitel 7).

6. KOSTEN FÜR DEN BAULASTTRÄGER

Für den Einsatz von Tunneln und die Wahl eines geeigneten Tunnelquerschnitts dienen die Baulastträgerkosten als ein wichtiges Entscheidungskriterium. Das Teilvorhaben der Ermittlung der Baulastträgerkosten wurde im Rahmen des Projektes (Brilon, Lemke, 1999) als Unterauftrag an die „Studiengesellschaft für unterirdische Verkehrsanlagen e.V.“ (STUVA) in Köln vergeben. Dort war bereits zu einem früheren Zeitpunkt eine gleichlautende Untersuchung durchgeführt worden (Klawe, Zimmermann, 1981), die als Grundlage für aktualisierte Berechnungen dienen konnte.

Zunächst sollte sich die Untersuchung auf die beiden Querschnitte für 2-streifige Richtungsfahrbahnen 26 *t* und 26 *T* beschränken. Später wurde die Notwendigkeit gesehen, auch 3-streifige Richtungsfahrbahnen in die Untersuchung miteinzubeziehen. Zu diesem Zweck wurde eine ergänzende Untersuchung (FE-Nr. 02.178/1997/FR) in Auftrag gegeben. Die Ergebnisse beider Untersuchungen sind in einem gemeinsamen Schlußbericht mit dem Titel „Straßenquerschnitte in Tunneln - Ermittlung der Tunnelbaukosten“ (STUVA, 1998) dargestellt. Im folgenden Kapitel werden alle für die weitere Verwendung relevanten Daten zusammengestellt. Für detailliertere Fragen sei auf den Bericht der STUVA verwiesen. Nachfolgend werden die Vorgehensweise und die Ergebnisse dieser Untersuchung so weit dargestellt, wie dies zum Verständnis der darauf aufbauenden Herleitungen notwendig ist.

6.1 Grundlagen

Hauptbestandteil der Untersuchung durch die STUVA ist die Ermittlung der Tunnelrohbauposten. Diese bestimmen maßgeblich die Investitionskosten von Straßentunneln. Im Hinblick auf das Ziel dieses Forschungsvorhabens, den Vergleich verschiedener Tunnelquerschnitte, sind weitere Kosten während der Bauphase etwa für Ausstattungselemente von untergeordneter Bedeutung. Wesentliche Kostenunterschiede zwischen den Querschnitten sind im Bereich der Ausstattung nur für die Beleuchtung und die Belüftung zu erwarten. Daher werden sonstige Investitionskosten für Innenausbau, elektro- und maschinentechnische Ausrüstung, Versorgungsbauwerke, besondere Sicherheitsmaßnahmen für anstehende Bebauung sowie für Maßnahmen zur Verkehrsabwicklung während der Bauzeit (z.B. Hilfsbrücken oder Verkehrs-umleitungen) in der Untersuchung durch die STUVA nicht berücksichtigt.

Gegenstand der Kostenermittlung sind ausschließlich **Tunnelquerschnitte** im Zuge 2-bahniger Straßen. Untersucht wurden die 2-streifigen Querschnitte 26 *t* und 26 *T* sowie die 3-streifigen Querschnitte 33 *t* und 33 *T* (vgl. Querschnittsbeschreibung Abs. 2.3). Mögliche **Bauverfahren** sind die offene Bauweise sowie die Spritzbetonbauweise und der maschinelle Vortrieb jeweils im Fest- oder Lockergestein. Beim Maschinenvortrieb wird neben dem 26 *T* als Alternative zum 26 *t* auch ein Querschnitt mit reduzierter Standstreifenbreite (26 *Tr*) betrachtet. Da bei diesem

Querschnitt die aufwendige Aufweitung für Pannenbuchten entfällt, kann er im Einzelfall zu Einsparungen bei den Baukosten führen. Die Abmessungen der Querschnitte in Abhängigkeit vom Bauverfahren und der erforderlichen Ausstattung sind dem Schlußbericht der STUVA zu entnehmen (vgl. auch Anhang E).

Die spezifischen Tunnelrohbauposten (in DM pro m) nehmen tendenziell mit wachsender Tunnellänge ab. Daher werden die drei **Tunnellängen** 500, 1000 und 2000 m untersucht. Die im Vergleich zur früheren Untersuchung der STUVA (Klawe, Zimmermann, 1981) neu aufgenommene Tunnellänge von 2000 m trägt dem Trend zu immer längeren Tunneln Rechnung. Durch den Vergleich der Ergebnisse der beiden Untersuchungen ist jedoch auch die Extrapolation der Baukosten für die nicht mehr untersuchte Tunnellänge von 250 m möglich. Da der maschinelle Vortrieb erst für größere Tunnellängen wirtschaftlich sinnvoll ist, werden für diesen Fall nur die beiden Tunnellängen 1000 und 2000 m untersucht.

Weitere Parameterkombinationen bei der Baukostenermittlung ergeben sich je nach eingesetztem Verfahren aus unterschiedlichem Baugrund, unterschiedlichen Schwierigkeitsklassen oder Grundwasserverhältnissen. Insgesamt wurden 176 Varianten analysiert. Kurze Beschreibungen der Varianten sind im nachfolgenden Kapitel zusammengestellt.

Die **Trassierung** der Tunnelstrecken in Lageplan und Höhenplan wird in allen Fällen als gerade und eben angenommen. Die Querneigung beträgt 2,5 %. **Fluchtwege** und **Notrufrischen** werden gemäß den „Richtlinien für die Ausstattung und den Betrieb von Straßentunneln“ (RABT) angeordnet und ausgeführt. Für die kleineren Querschnitte 26 t und 33 t ohne durchgehenden Standstreifen werden in Abhängigkeit von der Tunnellänge **Pannenbuchten** erforderlich. Diese sollten gemäß RABT ab etwa einer Tunnellänge von 1050 m angeordnet werden. Als mittlerer Abstand sind 700 m anzustreben. Diese Vorgaben erlauben dem Planer über die Anordnung von Pannenbuchten innerhalb gewisser Grenzen im Einzelfall selbst zu entscheiden. Genauere Angaben, ab welcher Tunnellänge zwei oder mehr Pannenbuchten anzuordnen sind, fehlen. Im Hinblick auf die vorliegende Untersuchung wurde in Abstimmung mit dem Bundesministerium für Verkehr die folgende Vorgehensweise festgelegt: Die Ermittlung der Tunnelbauposten erfolgt für die Tunnellänge 1000 m ohne Pannenbuchten und für 2000 m mit zwei Pannenbuchten. Bei der offenen und der Spritzbetonbauweise sind die zusätzlichen Kosten für die Aufweitungen deutlich geringer als beim Maschinenvortrieb. Daher scheint es vertretbar, in diesen Fällen auf eine genaue Festlegung der Anordnung von Pannenbuchten zu verzichten. Vereinfachend können Werte für Tunnellängen zwischen 1000 und 2000 m interpoliert werden. Diese Vorgehensweise ist jedoch für den maschinellen Vortrieb zu ungenau. Bei der grafischen Darstellung der Baukosten sind bei jeder Änderung der Anzahl der Pannenbuchten Sprungstellen anzugeben. Diese liegen in Absprache mit dem Bundesministerium für Verkehr bei 1050 m und bei $1050 + 700 = 1750$ m.

6.2 Tunnelrohbauposten

6.2.1 Vorgehensweise bei der Kostenermittlung

Preisstand aller angegebenen Kosten ist Mitte des Jahres 1996. Dargestellt werden Marktpreise etwa auf Höhe des Wettbewerbsniveaus. Dies bedeutet, alle Kostenangaben sind Bruttowerte einschließlich der gesetzlichen Mehrwertsteuer von seinerzeit 15 %. Nachfolgend werden die Kosten für den Tunnelrohbau und den Straßenbau stets getrennt ausgewiesen.

Zunächst wurden sogenannte **Leistungsverzeichnisse** erstellt. Darin werden nach Titel und Positionen gegliedert alle Bauleistungen aufgelistet, die bei der Errichtung der Tunnelbauwerke erforderlich sind. Im nächsten Schritt wurden mit Hilfe der Leistungsverzeichnisse die **Einheitspreise** der einzelnen Bauleistungen in Abhängigkeit von der jeweiligen Tunnellänge ermittelt. Abschließend erhält man die Vordersätze der einzelnen Positionen durch Multiplikation der Einheitspreise mit den je nach Querschnitt benötigten Massen. Allgemeine Geschäftskosten, Wagnis und Gewinn sind nicht Bestandteil der Leistungsverzeichnisse, sondern werden vereinfachend als Zuschlag in Höhe von 10 % der Gesamtkosten angesetzt.

Besondere Sorgfalt war bei der Beschreibung der Bauleistungen und der Randbedingungen erforderlich, unter denen diese zu erbringen sind. Je detailliertere Vorgaben gemacht werden, um so eher lassen sich entsprechende Einheitspreise ermitteln. Andererseits können vielfältige örtliche Besonderheiten zu erheblichen Schwankungen der Kosten einzelner Positionen führen. Allen beteiligten Experten erschien es hier zweckmäßiger, sinnvolle, mittlere Werte anzugeben als eine Bandbreite möglicher Kosten. Daher sollten die Beschreibungen der Leistungsverzeichnisse möglichst durchschnittliche Verhältnisse wiedergeben.

Die Ermittlung der Einheitskosten für die offene und die Spritzbetonbauweise erfolgte unter Einbeziehung zweier Bauunternehmen, der Firma Philipp Holzmann AG in Köln und der Firma Hochtief AG in Essen. Stellungnahmen zu diesen Ergebnissen wurden von Bauverwaltungen (Landeshauptstadt Stuttgart - Tiefbauamt, Oberste Baubehörde im Bayerischen Staatsministerium des Innern) eingeholt. Erwartungsgemäß traten Abweichungen in den Ergebnissen der beiden Unternehmen auf. Die Differenzen lagen bei der offenen und der Spritzbetonbauweise in der Größenordnung von bis zu 10 %. Etwas aus der Reihe fallen die Abweichungen von bis zu 30 % bei der Spritzbetonbauweise im Lockergestein und höheren Schwierigkeitsklassen. Die Kostenermittlung im Maschinenvortrieb war mit besonderen Schwierigkeiten behaftet, die im entsprechenden Kapitel näher erläutert werden.

Angesichts der aufgetretenen Differenzen erschien es zweckmäßiger, die Gesamtkosten zu mitteln als die unterschiedlichen Einheitspreise. Letztlich werden im Hinblick auf die Zielsetzung dieser Arbeit auch nur die Gesamtrohbauposten weiter verwendet. Angaben über die Kosten einzelner Positionen besitzen mehr informativen Charakter. Die dargestellten Ergebnisse

sollen jedoch eine brauchbare Schätzung der aktuellen Gesamtrohbaukosten gängiger Tunnelquerschnitte im Zuge 2-bahniger Straßen ermöglichen. Sie sollen in einem frühen Planungsstadium als erste Orientierung über spätere Kosten dienen. Durch sie wird jedoch keinesfalls eine spätere detaillierte Kostenberechnung ersetzt.

6.2.2 Offene Bauweise

Die offene Bauweise ist immer dann das Verfahren der ersten Wahl, wenn der Tunnel in geringer Tiefenlage verläuft. Typische Beispiele sind Umweltschutztunnel besonders in Ballungsgebieten oder Grünbrücken. Die tragende Konstruktion kann aus bewehrtem Stahlbeton oder auch aus Fertigbauteilen erfolgen. Bei besonderen Anforderungen an die Konstruktion sind auch Stahlbeton-, Stahl- oder Verbundkonstruktionen denkbar. Je nach Tragfähigkeit des Untergrundes können besondere Gründungsmaßnahmen wie Pfahlgründungen oder Bodenverbesserungen erforderlich werden. Als Baugrund wird kohäsionsloser Mischboden (Sand und Geschiebemergel) der Klasse 3-4 (DIN 18 300) angenommen.

Die nachfolgend dargestellten Baukosten beschränken sich auf die Ausführung in schlaff bewehrtem Ortbeton. In Abhängigkeit vom anstehenden Boden, den Grundwasserverhältnissen, der Möglichkeit einer Grundwasserabsenkung und den zur Verfügung stehenden Flächen werden folgende Arten der **Baugrubenumschließung** betrachtet (Tabelle 6-1): Abgeböschte Baugrube, Trägerbohlwand und Spundwand bzw. Spundwand mit im Boden verankerter Unterwasserbetonsohle (Regellösung). Eine alternative Ausführung als Schwergewichtssohle wird hier nicht dargestellt, da sie unter den gegebenen Randbedingungen mit höheren Kosten verbunden ist. Bei den 3-streifigen Querschnitten werden nur die Fälle Spundwand ohne Grundwassereinfluß und Spundwand mit abgesenktem Grundwasser untersucht.

	Rahmen	
	unten offen	unten geschlossen
abgeböschte Baugrube	O1a	O1b ¹¹
Trägerbohlwand	O2a	O2b ¹¹
Spundwand (Regellösung)	O3a	O3b ¹²

Tabelle 6-1: Übersicht der Varianten in der offenen Bauweise

¹¹ Absenkung des Grundwassers, soweit erforderlich.

¹² Die Spundwand wird bei den 2-streifigen Querschnitten mit einer im Baugrund verankerten Unterwasserbetonsohle ausgeführt. Dies ist unter den gegebenen Randbedingungen kostengünstiger als eine Schwergewichtssohle. Bei den 3-streifigen Querschnitten wird anstehendes Grundwasser abgesenkt.

Im Hinblick auf die **Grundwasserverhältnisse** werden die beiden Fälle ohne Grundwasser und mit Grundwasser bis 1 m unterhalb der Tunneloberkante berücksichtigt. Ohne Grundwasser kann die **tragende Konstruktion** durch einen unten offenen, dreistieligen Plattenrahmen auf Streifenfundamenten mit durchgehender Mittelwand und einer Decke aus wasserundurchlässigem Beton erfolgen. Dagegen wird bei anstehendem Grundwasser ein geschlossener Rahmen aus einer wasserundurchlässigen Betonkonstruktion mit ebenfalls durchgehender Mittelwand und ganzflächig aufliegender Sohle gewählt.

Die Ergebnisse der Kostenermittlung sind getrennt nach Kosten des Rohbaus und der Fahrbahn in Tabelle 6-2 und Tabelle 6-3 für alle Parameterkombinationen dargestellt. Dabei sind in den Werten für 2000 m jeweils 2 Pannenbuchten je Röhre bereits berücksichtigt.

Länge [m]	Offener Rahmen (a)				Geschlossener Rahmen (b) ¹³			
	26 t	26 T	33 t	33 T	26 t	26 T	33 t	33 T
abgeböschte Baugrube (O1)								
250	37,96	45,36			53,73	67,08		
500	35,93	42,95			52,29	63,87		
1000	35,10	41,96			51,08	62,41		
2000	35,03	41,47			51,04	61,67		
Trägerbohlwand (O2)								
250	46,32	55,05			65,30	79,13		
500	43,90	52,22			62,15	75,33		
1000	42,89	51,01			60,71	73,60		
2000	42,79	50,41			60,64	72,74		
Spundwand (O3)								
250	52,80	61,67	67,31	82,13	89,23	105,47	102,73	124,29
500	50,06	58,53	63,88	77,88	84,96	100,46	97,83	118,45
1000	48,73	57,00	62,24	75,90	82,64	97,76	95,35	115,47
2000	48,47	56,24	62,09	74,91	82,21	96,40	95,11	113,99

Tabelle 6-2: Rohbaukosten ohne Fahrbahn in offener Bauweise (brutto) in Tsd. DM je m Tunnellänge (STUVA, 1998)

Sowohl die Art der Baugrubenumschließung als auch die Grundwasserverhältnisse wirken sich in ganz erheblichem Maße auf die Rohbaukosten aus. Dabei können deutlich größere Kostenunterschiede entstehen, als sie sich aus dem Vergleich der Querschnitte ergeben. Mit

¹³Bei der Ausführung mit geschlossenem Rahmen wird nur im Fall 2-streifiger Querschnitte mit Spundwand eine Unterwasserbetonsohle vorgesehen. In allen anderen Fällen ist ggf. eine Absenkung des Grundwassers erforderlich.

wachsender Tunnellänge ergeben sich geringfügige Kosteneinsparungen durch Rationalisierungsmaßnahmen.

Länge [m]	Offener Rahmen (a)				Geschlossener Rahmen (b)			
	26 t	26 T	33 t	33 T	26 t	26 T	33 t	33 T
250	2,52	3,23	3,51	4,22	2,26	2,86	3,07	3,68
500	2,52	3,23	3,51	4,22	2,26	2,86	3,07	3,68
1000	2,52	3,23	3,51	4,22	2,26	2,86	3,07	3,68
2000	2,55	3,23	3,55	4,22	2,28	2,86	3,10	3,68

Tabelle 6-3: Kosten der Fahrbahn (brutto) bei offener Bauweise in Tsd. DM je m Tunnellänge (STUVA, 1998)

Die Kosten der Fahrbahn werden lediglich durch die Konstruktion des Tunnels beeinflusst. Bei einer Tunnellänge von 2000 m steigen die Fahrbahnkosten je laufenden Meter in einigen Fällen durch die zusätzlichen Pannenbuchten geringfügig an.

6.2.3 Geschlossene Bauweise - Spritzbetonbauweise

Wenn die offene Bauweise als Verfahren ausscheidet, werden Tunnel bergmännisch aufgeföhren. In diesen Fällen wird in aller Regel die Spritzbetonbauweise angewendet. Erst in jüngerster Zeit gewinnt der Maschinenvortrieb (vgl. Abs. 6.2.4) zunehmend an Bedeutung.

Die Spritzbetonbauweise ist durch ihre Flexibilität und Anpassungsfähigkeit selbst an schwierigste und ständig wechselnde Gebirgsverhältnisse nahezu universell einsetzbar. Sie ermöglicht verschiedenste Querschnittsformen und -größen. Dabei kann sowohl Ausbruch durch Teilschnittmaschinen als auch Sprengvortrieb eingesetzt werden. Ausschlusskriterien für die Anwendung des Verfahrens sind lediglich weiche, fließende Böden oder ein sehr hoher Wasserdruck.

Um das ganze Spektrum möglicher Anwendungsfälle weitgehend abdecken zu können, wurden bei der Spritzbetonbauweise 9 Ausbruch- bzw. Schwierigkeitsklassen unterschieden. Dabei erfolgt zunächst eine Unterteilung nach Locker- und Festgestein. Trotz gleicher Vorgaben sind die Definitionen der Klasse für die 2- und 3-streifigen Querschnitte nicht identisch. Bedingt durch die größeren Querschnitte ist verfahrenstechnisch eine andere Vorgehensweise erforderlich. So müssen beispielsweise beim Teilausbruch mehr Abschnitte gebildet werden.

Die Beschreibung der einzelnen Schwierigkeitsklassen entsprechend der Einteilung durch die STUVA ist für Lockergestein in Tabelle 6-4 und für Festgestein in Tabelle 6-5 zusammengefaßt.

GLS1	Kurzfristig standfestes, kohäsives Lockergestein (entspricht etwa Ausbruchklassen 5 und 6, VOB Teil C, DIN 18 312). 26 T/26 t: Teilausbruch in 3 Abschnitten (Kalotte/Strosse/Sohle), Begrenzung der Abschlagstiefe auf 1,00 m, Sicherung unmittelbar nach Erreichen der Abschlagstiefe, erheblicher Zeitaufwand für Sicherungsarbeiten, vorläufige Sicherung durch Stahlbögen und bewehrten, mindestens 20 cm dicken Spritzbeton. 33 T/33 t: Teilausbruch in 7 Abschnitten/4 Abschnitten, vorausseilender Vortrieb von 2 Ulmenstollen/1 Ulmenstollen, Begrenzung der Abschlagstiefe auf 1,00 m, Sicherung unmittelbar nach Erreichen der Abschlagstiefe, erheblicher Zeitaufwand für Sicherungsarbeiten, vorläufige Sicherung durch Stahlbögen und bewehrten, mindestens 35 cm/30 cm dicken Spritzbeton, kein Sohlgewölbe erforderlich.
GLS2	Nicht standfestes Lockergestein aus gleichmäßig gelagerten Sanden und Kiesen (entspricht etwa Ausbruchklasse 7, VOB Teil C, DIN 18 312). 26 T/26 t: Teilausbruch in 3 Abschnitten (Kalotte/Strosse/Sohle), Abschlagstiefe 0,80 m, Sicherung mit Vorpfändung, Stahlbögen und bewehrtem, mindestens 20 cm dickem Spritzbeton, Sicherung der Ortsbrust durch Böschungen und Spritzbeton. 33 T/33 t: Teilausbruch in 7 Abschnitten/5 Abschnitten, vorausseilender Vortrieb von 2 Ulmenstollen/1 Ulmenstollen, Abschlagstiefe 0,80 m, Sicherung mit Vorpfändung, Stahlbögen und bewehrtem, mindestens 35 cm/30 cm dickem Spritzbeton, Sicherung der Ortsbrust durch Böschungen und Spritzbeton, kein Sohlgewölbe erforderlich.
GLS3	Nicht standfestes Lockergestein aus ungleichmäßig gelagerten Sanden, Kiesen und durchgehenden Geröllschichten (einschließlich Findlingen) (entspricht etwa Ausbruchklassen 7 und 7a, VOB Teil C, DIN 18 312). Bauverfahren wie Schwierigkeitsklasse GLS2, Abschlagstiefe 0,80 m.
GLS3m	Wie Schwierigkeitsklasse GLS3, jedoch Ausbildung eines Sohlgewölbes aus gebirgsmechanischen Gründen erforderlich.

Tabelle 6-4: Schwierigkeitsklassen im Lockergestein (STUVA, 1998)

Dabei wird generell angenommen, daß die Tunnel nicht im Berg- oder Grundwasser liegen. Es werden lediglich einsickerndes Oberflächenwasser oder nicht stark drückendes Schichtwasser berücksichtigt.

Für die Konstruktion der Tunnel wird eine Innenschale aus Stahlbeton vorgesehen. Die vorläufige Sicherung erfolgt durch Spritzbeton. Zur Abdichtung gegen Sickerwasser wird zwischen Außen- und Innenschale eine lose einlagige Kunststoff-Dichtungsbahn angeordnet. Genauere Angaben zur Ausbildung und Abmessung der Querschnitte sind dem Schlußbericht der STUVA zu entnehmen.

GFS1	Ausbruchklassen 2 und 3, VOB Teil C, DIN 18 312. 26 T/26 t: Vortrieb zweistufig, Abschlagstiefe > 1,5 m, Beeinträchtigung der Gebirgsqualität durch Wasserzufluß unbedeutend, Ankerung; Spritzbeton, je nach Ausbruchquerschnitt 7 bis 15 cm dick, mit Baustahlmatten bewehrt, geringe Zeitaufwendung für Sicherungsarbeiten, Kalottenvortrieb 10 m und mehr voreilend, kein Sohlgewölbe und auch keine Sohlsicherung erforderlich. 33 T/33 t: Vortrieb in 5 Abschnitten/3 Abschnitten, vorseilender Vortrieb von 2 Ulmenstollen/1 Ulmenstollen, Abschlagstiefe > 1,5 m, Beeinträchtigung der Gebirgsqualität durch Wasserzufluß unbedeutend, Ankerung; Spritzbeton 20 cm/15 cm dick, mit Baustahlmatten bewehrt, geringe Zeitaufwendung für Sicherungsarbeiten, Ulmenvortrieb 10 m und mehr voreilend, kein Sohlgewölbe erforderlich.
GFS2	Ausbruchklassen 4 und 4a, VOB Teil C, DIN 18 312. 26 T/26 t: Vortrieb zweistufig, Abschlagstiefe ≤ 1,5 m, Beeinträchtigung der Gebirgsqualität durch Wasserzufluß möglich, unverzügliche Spritzbetonversiegelung einschließlich der Ortsbrust erforderlich, Spritzbeton mindestens 20 cm dick, mit Baustahlmattenbewehrung, Ankerung, Stahlbögen, erheblicher Zeitaufwand für Sicherungsarbeiten, kein Sohlgewölbe und keine Sohlsicherung erforderlich. 33 T/33 t: Vortrieb in 7 Abschnitten/5 Abschnitten, vorseilender Vortrieb von 2 Ulmenstollen/1 Ulmenstollen, Abschlagstiefe ≤ 1,5 m, Beeinträchtigung der Gebirgsqualität durch Wasserzufluß möglich, unverzügliche Spritzbetonversiegelung einschließlich der Ortsbrust erforderlich, Spritzbeton 30 cm/25 cm dick, mit Baustahlmattenbewehrung, Ankerung, Stahlbögen, erheblicher Zeitaufwand für Sicherungsarbeiten, kein Sohlgewölbe erforderlich.
GFS3	Ausbruchklassen 3 und 4, VOB Teil C, DIN 18 312. 26 T/26 t: Vortrieb in mehr als 2 Stufen, Abschlagstiefe > 1,5 m, Beeinträchtigung der Gebirgsqualität durch Wasserzufluß möglich, unverzügliche Spritzbetonversiegelung erforderlich, Spritzbeton mindestens 15 cm dick, mit Baustahlmattenbewehrung, Ankerung, mittlere Zeitaufwendung für Sicherungsarbeiten. 33 T/33 t: Vortrieb in 5 Abschnitten/3 Abschnitten, Abschlagstiefe > 1,5 m, Beeinträchtigung der Gebirgsqualität durch Wasserzufluß möglich, unverzügliche Spritzbetonversiegelung erforderlich, Spritzbeton 25 cm/20 cm dick, mit Baustahlmattenbewehrung, Ankerung, mittlere Zeitaufwendung für Sicherungsarbeiten, kein Sohlgewölbe erforderlich.
GFS4	Ausbruchklassen 4,4a und 5, VOB Teil C, DIN 18312. 26 T/26 t: Vortrieb in mehr als 2 Stufen, Abschlagstiefe ≤ 1,5 m, Beeinträchtigung der Gebirgsqualität durch Wasserzufluß möglich, unverzügliche Spritzbetonversiegelung erforderlich, Spritzbeton mindestens 20 cm dick, mit Baustahlmattenbewehrung, Systemankerung, Stahlbögen, erheblicher Zeitaufwand für Sicherungsarbeiten. 33 T/33 t: Vortrieb in 7 Abschnitten/4 Abschnitten, Abschlagstiefe ≤ 1,5 m, Beeinträchtigung der Gebirgsqualität durch Wasserzufluß möglich, unverzügliche Spritzbetonversiegelung erforderlich, Spritzbeton 25 cm/20 cm dick, mit Baustahlmattenbewehrung, Systemankerung, Stahlbögen, erheblicher Zeitaufwand für Sicherungsarbeiten, kein Sohlgewölbe erforderlich.
GFS4w	Schwierigkeitsklasse wie GFS4, jedoch Sohlgewölbe wegen starken Wasserandrangs erforderlich. 26 T/26 t: Für die geschlossenen Portalbereiche der Klasse GFS4w wird die Klasse GLS1 angesetzt.

Tabelle 6-5: Schwierigkeitsklassen im Festgestein (STUVA, 1998)

Die Ergebnisse der Kostenermittlung für die Spritzbetonbauweise sind in Tabelle 6-6 (Rohbau) und Tabelle 6-7 (Fahrbahn) zusammenfassend dargestellt.

Länge [m]	Festgestein (GFS)				Lockergestein (GLS)			
	26 t	26 T	33 t	33 T	26 t	26 T	33 t	33 T
	GFS1				GLS1			
250	48,26	59,30	75,80	99,59	74,67	95,83	124,19	160,41
500	39,95	49,18	62,94	82,75	69,36	89,70	116,08	149,94
1000	37,80	46,54	59,98	79,05	65,24	84,61	110,24	142,77
2000	36,04	43,85	57,75	75,13	62,48	79,94	106,17	135,77
	GFS2				GLS2			
250	58,47	75,86	98,48	128,79	98,73	124,15	156,80	198,54
500	52,65	68,71	89,30	116,82	95,12	120,50	151,50	191,84
1000	50,29	65,61	85,73	112,28	90,75	114,90	145,08	183,87
2000	48,47	62,33	83,10	107,34	86,70	109,40	140,36	175,69
	GFS3				GLS3			
250	52,07	64,85	83,39	108,68	110,17	141,46	177,09	224,54
500	45,17	56,32	72,10	94,01	106,94	138,28	172,46	218,67
1000	42,73	53,13	68,33	89,20	102,66	132,30	165,89	210,53
2000	40,81	50,04	68,52	84,53	99,29	126,16	160,45	201,08
	GFS4				GLS3m			
250	63,13	82,59	107,54	140,42	117,25	155,01	192,78	244,25
500	58,14	76,54	99,11	129,44	113,81	151,53	187,74	237,87
1000	56,01	73,09	95,05	124,32	110,26	145,60	181,18	229,83
2000	54,04	69,54	92,18	118,94	106,67	138,59	175,42	219,79
	GFS4w							
250	79,52	105,35	134,67	174,43				
500	73,25	97,66	124,13	160,81				
1000	69,68	92,10	117,90	153,27				
2000	66,70	86,99	113,62	145,90				

Tabelle 6-6: Rohbaukosten ohne Fahrbahn in Spritzbetonbauweise (brutto) in Tsd. DM je m Tunnellänge (STUVA, 1998)

Bei den Baukosten in der Spritzbetonbauweise ist ein deutlicher Einfluß der durch die Schwierigkeitsklassen repräsentierten Gebirgsverhältnisse erkennbar. Die Kostenunterschiede zwischen den verschiedenen Querschnitten nehmen hier noch sehr viel größere Werte an als in der offenen Bauweise. Dabei besteht zwischen beiden Einflußfaktoren eine Korrelation. Bei höheren Schwierigkeitsklassen nehmen auch die Differenzkosten der Querschnitte weiter zu.

Betrachtet man die Rohbaukosten in Abhängigkeit von der Tunnellänge, so sind bei kurzen Tunneln zwischen 250 und 500 m noch deutliche höhere Rationalisierungspotentiale vorhanden als bei größeren Längen.

Länge [m]	26 t	26 T	33 t	33 T	26 t	26 T	33 t	33 T
	GLS1 - GLS3 und GFS1 - GFS4				GL3m und GFS4w			
250	2,14	2,63	2,83	3,31	2,42	2,99	3,30	3,88
500	2,14	2,63	2,83	3,31	2,42	2,99	3,30	3,88
1000	2,14	2,63	2,83	3,31	2,42	2,99	3,30	3,88
2000	2,17	2,63	2,85	3,31	2,45	2,99	3,32	3,88

Tabelle 6-7: Kosten der Fahrbahn bei Spritzbetonbauweise (brutto) in Tsd. DM je m Tunnellänge (STUVA, 1998)

Die Kosten für die Fahrbahn sind von den Schwierigkeitsklassen weitgehend unabhängig. Lediglich in 2 Klassen ergeben sich leicht erhöhte Kosten. Hier ist wegen des starken Wasserandrangs ein Sohlgewölbe erforderlich.

6.2.4 Geschlossene Bauweise - maschineller Vortrieb

Mögliche Einsatzgebiete des Maschinenvortriebs ergeben sich aus dem Vergleich mit der Spritzbetonbauweise und den Vor- und Nachteilen beider Verfahren. Dabei ist der maschinelle Vortrieb durch einen gebirgsschonenden Ausbruch unter weitgehender Vermeidung von Erschütterungen gekennzeichnet. Diese Eigenschaft prädestiniert ihn besonders für den Einsatz in bebauten Gebieten. Im Bereich des innerstädtischen U- und Stadtbahnbaus wird er schon seit längerer Zeit erfolgreich eingesetzt. Das zweite wichtige Einsatzgebiet ist der Bau von Unterwassertunneln oder von Tunneln im Grundwasser bei hohem Wasserdruck. Nachteilig auf den Einsatz des maschinellen Vortriebs wirken sich die hohen Investitionskosten für die Vortriebsmaschinen aus. Deshalb ist die Anwendung dieses Verfahrens erst bei langen Tunneln wirtschaftlich sinnvoll. Die Tunnellänge 500 m wird daher für dieses Bauverfahren nicht untersucht.

Da der Maschinenvortrieb erst in jüngster Zeit vermehrt an Bedeutung gewinnt, gibt es bisher noch wenig Erfahrungen speziell mit großen Tunnelquerschnitten. Die Anwendung dieses Verfahrens auf 3-streifige Tunnelquerschnitte ist zum gegenwärtigen Zeitpunkt noch nicht denkbar. Der größte bisher in Deutschland realisierte Querschnitt ist etwas schmaler als der 26 T (4. Röhre Elbtunnel). Gleichzeitig ist die Ausführung von schmalen Tunnelquerschnitten ohne Standstreifen im Maschinenvortrieb problematischer als bei den übrigen Verfahren. Denn für die bei größeren Tunnellängen erforderlichen Pannenbuchten sind Aufweitungen des Querschnitts erforderlich. Diese sind jedoch bedingt durch die Art des Verfahrens mit sehr hohen Kosten verbunden. Daher wurde der 26 Tr als zusätzlicher Querschnitt mit in die Untersuchung aufgenommen. Auf diese Weise sollte festgestellt werden, in welchen Fällen es

evtl. günstiger ist, statt der Aufweitungen für Pannenbuchten einen reduzierten Standstreifen von 1,50 anzulegen.

Beim Schildvortrieb ist die Festlegung der lichten Durchmesser der systembedingt kreisförmigen Tunnelprofile von besonderer Bedeutung. Dabei sind aus verkehrlicher Sicht zunächst die erforderlichen Querschnittsbreiten (vgl. Abs. 2.3) und das Lichtraumprofil mit einer lichten Höhe von 4,50 m einzuhalten. Darüber hinaus sind der Platzbedarf für die Betriebseinrichtungen sowie Maßtoleranzen aus der technischen Ausführung (Stand der Technik: ca. 10 cm in alle Richtungen) zu berücksichtigen. In Abstimmung mit dem Bundesministerium für Verkehr unter Annahme eines minimalen Querschnittsbedarfs für Sicherheits- und Betriebseinrichtungen wurden folgende Innendurchmesser festgelegt: 10,26 m für den 26 *t*, 11,66 m für den 26 *Tr* und 12,62 m für den 26 *T*.

Zur Beschreibung unterschiedlicher Vorgaben im Bezug auf Baugrundverhältnisse und Vortriebsarten wurden zwei Schwierigkeitsklassen gewählt. Dabei ist das Hauptunterscheidungsmerkmal die Einteilung in Fest- und Lockergestein. Eine Beschreibung der beiden Klassen ist in Tabelle 6-8 zusammengefaßt.

GLM	Schwierigkeitsklasse im Lockergestein: Vortrieb in nicht standfestem Lockergestein aus gleichmäßig gelagerten Sanden und Kiesen, entsprechend etwa Ausbruchklasse 7, DIN 18 312. Vortriebseinrichtung: Schildmaschine im Vollschnittabbau (SM-V), alternativ für Ausbruch mit • durch Flüssigkeit vollgestützter Ortsbrust, bei dem das Lösen nicht behindert wird (SM-V4, gemäß ETB - Empfehlungen des Arbeitskreises „Tunnelbau“, DGGT, 1995), • durch Erdbrei vollgestützter Ortsbrust, bei dem das Lösen nicht behindert wird (SM-V5, gemäß ETB).
GFM	Schwierigkeitsklasse im Festgestein: Vortrieb in Festgestein, Beeinträchtigung der Gebirgsqualität durch zutretendes Bergwasser unbedeutend, entsprechend etwa Ausbruchklassen 2 und 3, DIN 18 312. Vortriebseinrichtung: Tunnelbohrmaschine ohne Schild (TBM), für Ausbruch, der eine Sicherung erfordert, deren Einbau das Lösen nicht behindert (TBM2, gemäß ETB).

Tabelle 6-8: Schwierigkeitsklassen im maschinellen Vortrieb (STUVA, 1998)

Generell wird angenommen, daß keine wesentlichen Veränderungen der geologischen und hydrologischen Verhältnisse im Verlauf der Vortriebsstrecke eintreten. Hoher Wasserdruck wird in keiner der Klassen berücksichtigt. Es finden lediglich Sicker- und Schichtwässer Berücksichtigung, die jedoch den Beton nicht besonders stark angreifen.

Aus konstruktiver Sicht sind sowohl ein einschaliger als auch ein zweischaliger Aufbau der Tunnelwand denkbar. Beide Varianten werden nachfolgend untersucht und abkürzend mit den

Ziffern „1“ und „2“ bezeichnet. In der nachfolgenden Tabelle sind die wesentlichen Merkmale und Annahmen beider Bauweisen zusammengefaßt.

Einschalig	Regellösung, in den meisten Fällen ausreichend: • Sicherung und Ausbau: Schale aus hochwertigen, maßgenauen Tübbings als Fertigteil aus wasserundurchlässigem Stahlbeton, • Abdichtung mit Dichtungsrahmen aus Elastomer-Profilbändern, • kraftschlüssige Verpressung des Hohlraums zwischen Tübbingschale und anstehendem Gebirge, • zusätzliche Brandschutzverkleidung auf der Innenseite.
Zweischalig	Sonderlösung, bei besonders hohem Wasserandrang, sehr hohem Wasserdruck, sehr stark betonangreifenden Wässern oder besonderen Anforderungen an die Dichtigkeit: • vorläufige Sicherung durch Stahlbetontübbings, endgültiger Ausbau durch bewehrte Innenschale aus Ortbeton, • Abdichtung zwischen den Schalen durch einlagige Kunststoffdichtungsbahnen, • kraftschlüssige Verpressung des Hohlraums zwischen Tübbingschale und anstehendem Gebirge, • Feuerwiderstandsfähigkeit durch Ausbildung der Innenschale gewährleistet.

Tabelle 6-9: Übersicht der Bauweisen bei maschinellm Vortrieb (STUVA, 1998)

Die Kostenermittlung erfolgte seitens der STUVA im wesentlichen in Abstimmung mit einem erfahrenen Kalkulator eines Bauunternehmers (Fa. Hochtief AG). Zusätzlich wurde auf Erfahrungen aus konkreten Projekten zurückgegriffen. Da die für den Querschnitt 26 T ermittelten, erforderlichen Außendurchmesser über allen bisher in Deutschland realisierten Querschnitten lagen, wurde diese Problematik auch mit einem bedeutenden Maschinenhersteller (Fa. Herrenknecht) diskutiert. Aufgrund der geringeren Datenbasis sind die ermittelten Kosten insgesamt mit größeren Unsicherheiten behaftet als bei den anderen Bauweisen.

Die nachfolgend dargestellten Kosten wurden erneut auf der Basis eines Leistungsverzeichnisses ermittelt. Dabei wurden Kosten für Transport, Montage und anteilige Abschreibung der Vortriebsmaschinen miteinbezogen. Die Kosten für die Querschnittsaufweitung zur Einrichtung von Pannenbuchten geht als separate Position des Leistungsverzeichnisses in die Gesamtkosten ein. Die Festlegung der technischen Bauverfahren sowie die Auswahl der Vortriebsmaschinen erfolgte in erster Linie nach wirtschaftlichen Kriterien. Dies bedeutet insbesondere, daß beide Tunnelröhren nacheinander und mit derselben Vortriebsmaschine aufgeföhren werden.

Länge [m]	Festgestein		Lockergestein		
	26 t	26 T	26 t	26 Tr	26 T
einschalig	GFM1		GLM1		
1000	160,24	220,54	172,27	206,57	231,51
2000	140,42 (oP) 148,02 (m2P)	194,03	151,12 (oP) 192,72 (m2P)	181,56	203,70
zweischalig	GFM2		GLM2		
1000	178,72	240,97	197,60	237,66	268,41
2000	157,00 (oP) 164,00 (m2P)	211,97	174,48 (oP) 214,64 (m2P)	210,28	237,79

Tabelle 6-10: Rohbaukosten ohne Fahrbahn für maschinellen Vortrieb (brutto) in Tsd. DM je m Tunnellänge (STUVA, 1998)

Die in Tabelle 6-10 dargestellten Rohbaukosten für den Maschinenvortrieb liegen für alle Parameterkombinationen noch deutlich über denen der Spritzbetonbauweise. Gleichzeitig ergeben sich ganz erhebliche Kosteneinsparungen mit wachsenden Tunnellänge. Die Ursache hierfür liegt in den hohen Fixkosten, insbesondere durch die Investitionskosten der Vortriebsmaschinen. Die Kosten für die zweischalige Bauweise liegen erwartungsgemäß über den Werten der einschaligen Ausführung. Ebenso verursacht der Vortrieb im Lockergestein gegenüber dem Festgestein erhöhte Kosten. Dieser Unterschied wird besonders groß, wenn zusätzlich Querschnittsaufweitungen erforderlich sind (vgl. Tabelle 6-11). Unter diesem Aspekt hat die Anzahl der angeordneten Pannenbuchten einen ganz erheblichen Einfluß auf die Gesamtkosten des Tunnels.

	Festgestein (GFM)	Lockergestein (GLM)
einschalig	7,60 Mio. DM	41,60 Mio. DM
zweischalig	7,00 Mio. DM	40,16 Mio. DM

Tabelle 6-11: Zusatzkosten je Pannenbucht beim Querschnitt 26 t für beide Röhren (brutto)

Zur Schätzung der Rohbaukosten des Querschnitts 26 t in Abhängigkeit von der Tunnellänge interpoliert man zunächst zwischen den Kosten für 1000 und 2000 m ohne Pannenbucht. Anschließend addiert man zu den Gesamtkosten (in der Einheit DM) die Zusatzkosten der Pannenbuchten in Abhängigkeit von der gewählten Anzahl. Wenn man dann wieder die auf die Tunnellänge bezogenen Baukosten berechnet, erhält man einen Kostenverlauf wie in Abb. 6-1 exemplarisch für die einschlag Bauweise im Lockergestein dargestellt.

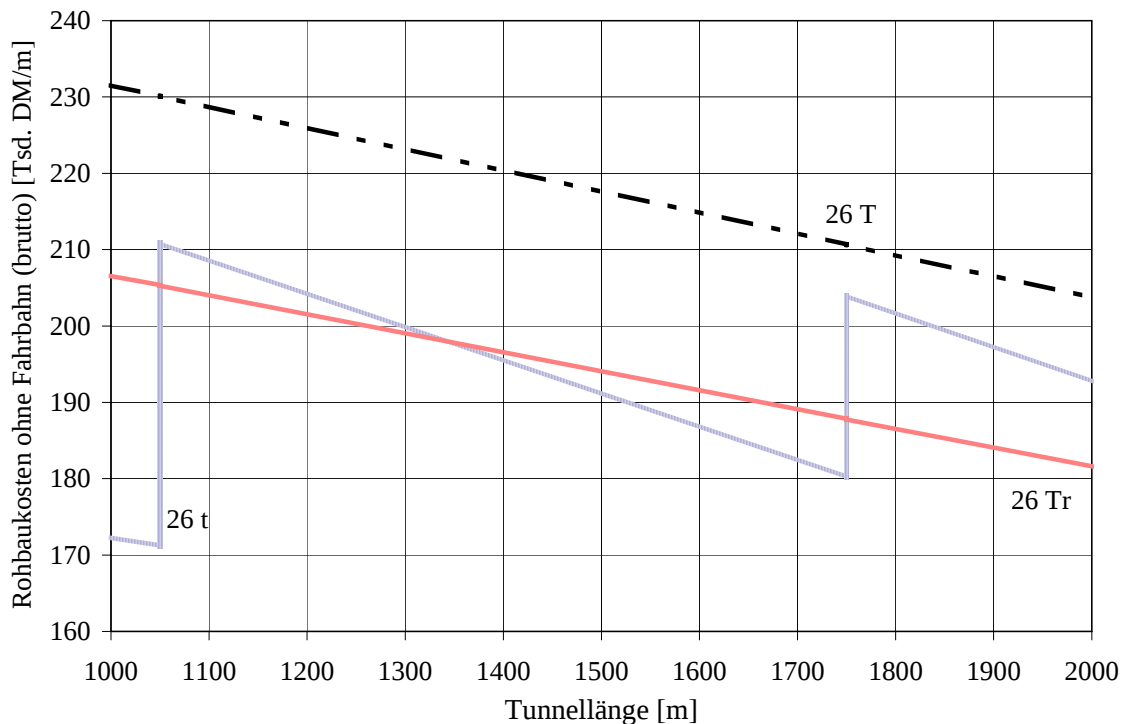


Abb. 6-1: Rohbaukosten für einschalige Bauweise im Lockergestein bei maschinellm Vortrieb (brutto) in Tsd. DM je m Tunnellänge

Wie man deutlich erkennt, ist der Querschnitt *26 Tr* bei den betrachteten Tunnellängen ab der Anordnung einer zweiten Pannenbucht (hier bei 1750 m) wirtschaftlich günstiger als der *26 t*. Dies würde auch dann gelten, wenn der Planer bereits bei einer Tunnellänge von 1500 m zwei Pannenbuchten anordnen wollte. Abstände von weniger als 500 m zwischen den Pannenbuchten erscheinen jedoch ökonomisch nicht sinnvoll.

Länge [m]	26 t	26 Tr	26 T
1000	2,42	2,75	2,97
2000	2,42 (oP) 2,45 (m2P)	2,75	2,97

Tabelle 6-12: Kosten der Fahrbahn bei maschinellm Vortrieb (brutto) in Tsd. DM je m Tunnellänge (STUVA, 1998)

Im Vergleich zu den hohen Rohbaukosten fallen die Kosten für die Fahrbahnen vergleichsweise gering aus (vgl. Tabelle 6-12).

Der Maschinenvortrieb befindet sich zur Zeit in einer Phase der stetigen Weiterentwicklung. Mit jedem einzelnen realisierten Projekt werden neue Erfahrungen gesammelt, die zu einer Optimierung der Abläufe und zur Verbesserung des Verfahrens führen. Zusätzliche Rationalisierungspotentiale ergeben sich aus der Standardisierung der Ausbruchquerschnitte, dem wiederholten Einsatz von Maschinen und der Reduzierung der Kosten für die Herstellung der Vortriebsmaschinen durch höhere Stückzahlen. Im Zuge dieser Entwicklung ist ein weiterer Rückgang der Kosten für den maschinellen Vortrieb in Zukunft zu erwarten.

6.3 Kosteneinfluß von Betriebseinrichtungen

Die Gesamtkosten von Straßentunneln werden maßgeblich durch die Kosten des Rohbaus beeinflusst. In ihrer damaligen Untersuchung stellten Klawe und Zimmermann (1981) an einem Beispiel der offenen Bauweise fest, daß die Rohbaukosten einschließlich Straßenbau etwa 80 bis 90 % der Gesamtkosten ausmachen. Weitere Kosten fallen an für den Innenausbau, die elektro- und maschinentechnische Ausstattung, die Versorgungsbauwerke, Sicherheitsmaßnahmen für anstehende Bebauung sowie für Maßnahmen zur Verkehrsabwicklung während der Bauzeit (z.B. Hilfsbrücken oder Verkehrsumleitungen). Ziel dieser Untersuchung ist es jedoch in erster Linie, Unterscheidungsmerkmale zwischen alternativ einsetzbaren Tunnelquerschnitten zu ermitteln. Unter diesem Gesichtspunkt erscheint es ausreichend, von diesen weniger bedeutenden Kostenfaktoren nur solche zu betrachten, die durch den Querschnitt maßgeblich beeinflusst werden. Dies gilt für die Beleuchtung und die Lüftung. In den beiden nachfolgenden Absätzen wird die Schätzung der Investitionskosten und der laufenden Kosten dieser beiden Betriebseinrichtungen durch die STUVA (1998) dargestellt.

6.3.1 Beleuchtung

Aufgabe der Tunnelbeleuchtung ist es, den Verkehrsteilnehmern jederzeit ein sicheres Durchfahren des Tunnels mit der zulässigen Höchstgeschwindigkeit zu ermöglichen. Zu diesem Zweck müssen der Verlauf der Fahrbahn, die Fahrbahnbegrenzung und evtl. Hindernisse auf der Fahrbahn deutlich und rechtzeitig erkennbar sein. Die Umsetzung dieser Ziele in technische Vorgaben erfolgt durch die einschlägigen Regelwerke (RABT, 1994, und DIN 67524, 1984/1992).

Länge [m]	Anlagekosten [Mio. DM]			jährl. Betriebskosten [Tsd. DM/a]		
	26 t	26 T (26 Tr)	33 t (33 T)	26 t	26 T (26 Tr)	33 t (33 T)
250	0,77	1,49	1,51	48,1	60,1	72,1
500	1,50	2,92	2,98	95,3	119,1	142,9
1000	2,72	5,29	5,34	180,9	226,1	271,3
2000	5,03	9,77	9,90	348,0	435,2	522,2

Tabelle 6-13: Kosteneinfluß der Beleuchtung in Abhängigkeit vom Tunnelquerschnitt (brutto) (STUVA, 1998)

Die Kosten für die Beleuchtung werden vor allem durch die Art und die Anzahl der Lampen bestimmt. Wesentliche Unterschiede zwischen den Querschnitten ergeben sich aus der Anordnung der Leuchten. Diese kann in Abhängigkeit vom Verhältnis der Breite zur Höhe des Querschnitts ein- oder zweireihig erfolgen (RABT, 1994, Tabelle 2). Als generelle Schätzung wurde angenommen, daß im Querschnitt 26 t eine einreihige Beleuchtung angeordnet wird, während für alle anderen Querschnitte (26 Tr, 26 T, 33 t und 33 T) eine zweireihige Beleuchtung erforderlich wird. Für die Kostenberechnung weiterhin erforderliche Annahmen

wurden entsprechend der Vorgaben der Regelwerke getroffen (vgl. STUVA, 1998). Die Ergebnisse der Kostenschätzung sind in Tabelle 6-13 zusammengefaßt.

Durch die Annahmen zur Anordnung der Leuchten unterscheidet sich nur der Querschnitt 26 t wesentlich von den übrigen. Zwischen den beiden 3-streifigen Querschnitten ist faktisch keine Unterscheidung möglich. Ein Vergleich mit den Rohbaukosten zeigt die vergleichsweise geringe Bedeutung der Beleuchtung für die Gesamtbaukosten. Die Anlagekosten für die Beleuchtung liegen maximal in der Größenordnung von 6 bis 7 % der Rohbaukosten.

6.3.2 Lüftung

Aufgabe der Lüftung ist es, die im Tunnel befindlichen Personen ausreichend mit Atemluft zu versorgen, die Beeinträchtigung der Sichtverhältnisse durch Abgase und Staub zu vermeiden und die Auswirkungen von Bränden zu verringern. Durch den sich fortsetzenden Trend immer weiter zurückgehender Emissionen der Kraftfahrzeuge kann der Lüftungsaufwand gegenüber früheren Projekten deutlich reduziert werden. Heute geht man davon aus, daß bis zu einer Tunnellänge von 700 m die natürliche Lüftung in aller Regel ausreicht (RABT, 1994, Tabelle 7). Für Tunnellängen von 700 bis 2000 m sollte Längslüftung mit Strahlventilatoren gewählt werden. Die Ventilatoren werden bei der offenen Bauweise in 55 cm tiefen Deckennischen, bei der geschlossenen Bauweise oberhalb des Verkehrsraums angeordnet. Die Dimensionierung der Lüftung erfolgt nach den „Richtlinien für die Ausstattung und den Betrieb von Straßentunneln“ (RABT, Ausgabe 1994), Anhang B unter Berücksichtigung des ARS 14/97.

Länge [m]	Anlagekosten [Mio. DM]		jährl. Betriebskosten [Tsd. DM/a]	
	26 t	26 T	26 t	26 T
750	0,09	0,07	21,6	16,2
1000	0,36	0,23	86,4	54,0
2000	2,61	1,71	626,4	410,4

Tabelle 6-14: Kosteneinfluß der Lüftung in Abhängigkeit vom Tunnelquerschnitt (brutto) (STUVA, 1998)

Wie aus der Zusammenstellung der Lüftungskosten in Tabelle 6-14 ersichtlich wird, reduziert sich der Lüftungsaufwand mit größerem Querschnitt. Die Anlagekosten für die Lüftung liegen insgesamt etwas niedriger als die entsprechenden Kosten für die Beleuchtung. Auf der anderen Seite steigen die laufenden Lüftungskosten mit größerer Tunnellänge überproportional an. Angaben zu den Lüftungskosten der 3-streifigen Querschnitte sind im Untersuchungsbericht der STUVA (1998) nicht enthalten.

7. BEWERTUNGSVERFAHREN ZUR AUSWAHL EINES GEEIGNETEN TUNNELQUERSCHNITTS

7.1 Grundlagen

7.1.1 Grundlagen zu Bewertungsverfahren

Straßen erfüllen eine Vielzahl von Aufgaben und Funktionen. Als Bestandteil des Gesamtsystems „Verkehr“ dienen Straßen des überregionalen Straßennetzes vor allem der Verbindungsfunktion (RAS-N, 1988). Neben ihrer reinen verkehrlichen Funktion beeinflussen Straßen auch ihr unmittelbares Umfeld, den Raum und die Allgemeinheit (Ruske e.a., 1990). Diese vier grundlegenden Wirkungsbereiche des Verkehrs werden je nach Anwendungsfall und Autor unterschiedlich abgegrenzt und bezeichnet (vgl. Schnüll, 1997).

Planungen zur Veränderung des bestehenden Straßennetzes resultieren stets aus der Aufdeckung von Mängeln der vorhandenen Situation im Hinblick auf die genannten Wirkungsbereiche. Ein wesentlicher Schritt bei der Planung und Bewertung von Straßenbaumaßnahmen ist zunächst die Festlegung eines Zielkonzeptes. D.h. innerhalb der Zielfelder (= Wirkungsbereiche) sind Ziele zu formulieren und anhand von Indikatoren zu beschreiben. Dabei dient die Feststellung vorhandener Mängel als Grundlage. Die eigentliche Bewertung kann anhand der für die jeweiligen Ziele definierten Bewertungskriterien und dem Grad der Zielerreichung erfolgen.

Aus der Realisierung von Maßnahmen resultieren in der Regel neben gewünschten positiven auch unerwünschte negative Wirkungen in Form von Beanspruchungen von Ressourcen, Belastungen und Betroffenheiten bis hin zu Eingriffen in grundgesetzlich geschützte Rechtsgüter (z.B. Eigentumsrechte). Da der Staat als Kontrollinstanz und Baulastträger von Straßen dem Allgemeinwohl verpflichtet und an das Grundgesetz gebunden ist, sind gegenseitige Abwägungen zwischen den einzelnen Zielen zwingende Voraussetzung für jede Art von Entscheidung über verkehrliche Maßnahmen. Diese Abwägungen sollten alle Wirkungsbereiche umfassen, d.h. ganzheitlich erfolgen (Vermeidung eines Abwägungsdefizits). Die Festlegung der relevanten Wirkungen erfolgt ebenso wie die räumliche und zeitliche Abgrenzung des Bezugsbereichs projektbezogen und kann sehr unterschiedlich ausfallen. Die Abwägung selbst sollte transparent, nachvollziehbar und kontrollierbar sein (Beckmann, 1999).

Bewertungsprozesse dienen der Ermittlung (vgl. Schnüll, 1997)

- der absoluten Vorteilhaftigkeit (Bauwürdigung),
- der relativen Vorteilhaftigkeit (Variantenvergleich) und
- der Dringlichkeitsreihung.

Die unterschiedlichen Verfahren zur Bewertung und Beurteilung von Straßenbaumaßnahmen lassen sich wie folgt klassifizieren:

- nicht-formalisierte Verfahren: Hierzu ist eine qualitative Beschreibung der Wirkungen im Hinblick auf die einzelnen Bewertungskriterien ausreichend. Die ganzheitliche Beurteilung erfolgt auf Basis der allgemeinen Meinung.
- teil-formalisierte Verfahren: Die Wirkungen werden qualitativ oder quantitativ beschrieben. Für jedes Kriterium werden Grenzen der Akzeptanz definiert (Anspruchsniveau). Aus den ermittelten Wirkungen (Wirkungsprofilen) und den Anspruchsprofilen werden Qualitätsprofile abgeleitet. Dabei können Wirkungen nominal-, ordinal- oder kardinalskaliert werden. Wirkungen werden nicht miteinander verrechnet. Die Abwägung erfolgt iterativ durch das Vorziehen bestimmter Vorteile und das Zurückstellen einzelner Nachteile. Zu den teil-formalisierten Verfahren zählen Vorteil-Nachteil-Darstellungen, Rangordnungsverfahren, multikriterielle Wirkungsdarstellungen und Eliminationsverfahren sowie Abwägungsverfahren mit Rangordnung.
- formalisierte Verfahren: Alle quantifizierbaren Wirkungen werden gewichtet und aufaddiert. Als Ergebnis erhält man je Variante oder Alternative eine Maßzahl. Die Gewichtung kann monetär (Nutzen-Kosten-Analyse) oder in Form von Punkten (Nutzwertanalyse) erfolgen (Kosten-Wirksamkeits-Analyse: Kombination). Die Gewichte werden i.a. a priori festgelegt. Lernprozesse oder eine spätere Revidierung einer Entscheidung innerhalb eines iterativen Prozesses finden dabei nicht statt. Wirkungen, die sich nicht quantifizieren oder monetarisieren lassen, können nicht oder nur schwer berücksichtigt werden. Die Qualitäten und Einflüsse einzelner Wirkungen treten hinter das Gesamtergebnis zurück.

Für die Auswahl und Ausarbeitung eines geeigneten Bewertungsverfahrens ist es zunächst erforderlich, die für das jeweilige Problem relevanten Wirkungen zu ermitteln und geeignete Indikatoren festzulegen.

7.1.2 Ausgangslage und Ziel des Bewertungsverfahrens

Das im Rahmen dieser Arbeit zu entwickelnde Bewertungsverfahren soll dem zuständigen Planer an einer bestimmten Stelle des Planungsprozesses, d.h. bei der Wahl eines geeigneten Tunnelquerschnitts, entsprechende Entscheidungskriterien an die Hand geben. Dabei ist die Wahl eines Tunnelquerschnitts als ein Arbeitsschritt im Rahmen der Ausarbeitung einer Ausbauvariante zu sehen. Die Frage, ob die Errichtung eines Tunnelbauwerkes überhaupt sinnvoll ist, spielt für dieses Bewertungsverfahren keine Rolle. Mit Hilfe des Bewertungsverfahrens soll lediglich festgestellt werden, welchen Tunnelquerschnitt ein geplantes Tunnelbauwerk aufweisen sollte, um den als relevant erachteten Bewertungskriterien am ehesten gerecht zu werden. Gleichzeitig ist der Einsatz dieses Bewertungsverfahrens in einem frühen Planungsstadium vorgesehen. Daher ist ein höherer Grad der Verallgemeinerung erforderlich als im späteren Verlauf der Planung. Die Betrachtung sollte sich auf die Wirkungen beschränken, denen ein wesentlicher Einfluß beigemessen wird.

Die Regelquerschnitte für Straßentunnel wurden bereits in Abs. 2.3 definiert. Der dort dargestellte Regelquerschnitt für einbahnige Straße $10,5 T$ ist jedoch nicht Bestandteil des Bewertungsverfahrens, da es zu ihm keine Alternative gibt. Die Untersuchung beschränkt sich auf 2- und 3-streifige Richtungsfahrbahnen, d.h. auf den Vergleich der Querschnitte $33 t$ und $33 T$ sowie $26 t$ und $26 T$. Dabei verfügt der jeweils größere Querschnitt „ T “ über einen Standstreifen, welcher beim kleineren Querschnitt „ t “ fehlt. Dieses ist das Hauptunterscheidungsmerkmal zwischen den zu vergleichenden Querschnitten.

Der Querschnitt $29,5 T$ wird nachfolgend nicht betrachtet, da er als Sonderlösung speziellen Anwendungsfällen vorbehalten sein wird. Statt dessen kann als Alternative zum Querschnitt $26 t$ auch der Tunnelquerschnitt $26 Tr$ zur Anwendung kommen. Sein Einsatz bleibt jedoch auf besonders lange Tunnel beschränkt, bei denen dieser Querschnitt kostengünstiger gebaut werden kann als der $26 t$ mit allen erforderlichen Pannenbuchten.

7.1.3 Bewertungskriterien

Die beiden zu vergleichenden Alternativen unterscheiden sich aus planerischer und baulicher Sicht lediglich im Querschnitt, nicht aber in der Trassierung. Für den jeweils größeren Querschnitt ($26 T$ und $33 T$) ergibt sich ein zusätzlichen Breitenbedarf von 2,50 m je Röhre. Durch die identische Linienführung und gleiche Fahrstreifenanzahl beider Alternativen ist von einer einheitlichen Verkehrsbelastung auszugehen.

Wesentliche Unterschiede zwischen den beiden Querschnitten werden im Wirkungsbereich **Verkehr** erwartet. Da eine einheitliche Kapazität der Querschnitte unterstellt wird, ist für den normalen Betrieb von einem vergleichbaren Verkehrsablauf auszugehen. Immer dann, wenn ein Standstreifen benötigt wird, führt dessen Fehlen bei dem kleineren Querschnitt zu einer stärkeren Beeinträchtigung des Verkehrs. Dies wird sich auf die Kriterien Reisezeit, Reisegeschwindigkeit, Qualität des Verkehrsablaufs, Auslastung, Verkehrssicherheit und Straßennutzerkosten auswirken.

Innerhalb des Wirkungsbereichs **Umfeld** (Naturhaushalt und Landschaft) sind allenfalls geringfügig unterschiedliche Wirkungen zu erwarten. Der größere Querschnitt ist mit einem erhöhten Flächenverbrauch und mehr Erdbewegungen verbunden. Da der Tunnel unterirdisch verläuft, macht sich dieser Unterschied lediglich in der Bauphase insbesondere durch einen erhöhten Ausbruch bemerkbar. Unterschiede im Verkehrsablauf können unterschiedliche Immissionsbelastungen hervorrufen. Im Tunnel ist der Verkehr jedoch vollständig von der Umgebung abgeschirmt. Inwieweit Immissionsbelastungen auftreten, wird wesentlich durch das Lüftungssystem bestimmt. Im Hinblick auf weitere Kriterien aus dem Wirkungsbereich Umfeld werden keine Unterschiede erwartet. Dieser Wirkungsbereich wird in der nachfolgenden Bearbeitung vernachlässigt, da mögliche Wirkungsunterschiede als sehr gering und nur schwer beschreibbar erachtet werden. Gleiches gilt für den Wirkungsbereich **Raum**.

Im Wirkungsbereich **Allgemeinheit** werden vor allem volkswirtschaftliche Kosten aber auch der Verbrauch sonstiger Ressourcen (z.B. Energie) zusammengefaßt. Wesentliche Unterschiede zwischen den Querschnitten ergeben sich für die Baulastträgerkosten. Sinnvolle Kriterien sind die Investitions- oder Baukosten und die Wartungs- und Unterhaltungskosten.

Aus dieser Diskussion der Wirkungsbereiche lassen sich für die Aufgabenstellung des Bewertungsverfahrens die folgenden Oberziele ableiten:

- hohe Qualität des Verkehrsablaufs,
- Verkehrssicherheit,
- hohe Wirtschaftlichkeit.

Alle als relevant erachteten Bewertungskriterien lassen sich quantitativ beschreiben. Bei einem Teil der Kriterien handelt es sich um monetäre Größen. Prinzipiell würden sich sowohl teilformalisierte als auch formalisierte Verfahren für die Verwendung eignen. Nachfolgend wird das formalisierte Verfahren der Kosten-Nutzen-Analyse eingesetzt. Der Hauptgrund für diese Wahl ist, daß dieses Verfahren aufgrund gesetzlicher Vorgaben für Großinvestitionen der öffentlichen Hand vorgeschrieben ist. Da die mit Hilfe dieses Bewertungsverfahrens getroffene Querschnittswahl nur ein Element der Planung einer Ausbauvariante und somit nicht endgültig ist, steht das Verfahren auch nicht im Widerspruch zu einer ganzheitlichen Abwägung bei der Auswahl zwischen unterschiedlichen Trassenvarianten.

7.1.4 Grundkonzept der wirtschaftlichen Bewertung

Aufgrund entsprechender haushaltsrechtlicher Vorschriften (BHO § 7, Abs. 2 und HGrG § 6, Abs. 2) sind wirtschaftliche Bewertungen in Form von Nutzen/Kosten-Untersuchungen für alle größeren Maßnahmen öffentlicher Baulastträger erforderlich. Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen im Bereich des Straßenbaus sind in zwei unterschiedlichen Abstufungen üblich. Im Bundesverkehrswegeplan (zuletzt BVWP 92) erfolgt die Festlegung eines zukünftigen Ausbauprogramms anhand einer eher größeren Erfassung der Wirkungen. Dagegen erlauben die „Richtlinien für die Anlage von Straßen, Teil Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen (RAS-W 86)“ eine detailliertere Schätzung einer reduzierten Anzahl von Nutzenkomponenten. Der Anwendungsbereich der RAS-W umfaßt dabei den Variantenvergleich und die Dringlichkeits-einstufung von Straßenbauinvestitionen innerhalb und außerhalb bebauter Gebiete. Beide Verfahren weisen viele Gemeinsamkeiten auf. Unterschiede ergeben sich lediglich aus den teilweise verschiedenen Anwendungsgebieten bzw. den unterschiedlichen Veröffentlichungszeitpunkten. Die RAS-W 86 wurden überarbeitet und unter dem Titel „Empfehlungen für Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen an Straßen (EWS)“ 1997 als Entwurf veröffentlicht.

Für die vorliegende Aufgabenstellung empfiehlt sich die Verwendung eines Bewertungsverfahrens in Anlehnung an das Konzept der RAS-W bzw. der EWS. Dabei werden die folgenden Kosten- und Nutzenkomponenten berücksichtigt:

- Kosten
 - Investitionskosten,
 - laufende Kosten für Betrieb und Unterhaltung,
- Nutzen
 - Zeitkosten,
 - Kfz-Betriebskosten,
 - Unfallkosten.

Als Entscheidungskriterium für das Bewertungsverfahren dient das Nutzen/Kosten-Verhältnis (NKV). Dabei werden jeweils zwei Varianten miteinander verglichen (Planungsfall – Vergleichsfall). Im Rahmen dieser Untersuchung soll ausgehend von einem schmalen Querschnitt ohne Standstreifen (Basisquerschnitt) ermittelt werden, unter welchen Bedingungen der Einsatz eines größeren Querschnitts durch eine positives Nutzen/Kosten-Verhältnis gekennzeichnet ist.

Das Nutzen/Kosten-Verhältnis wird in der Regel aus den Barwerten von Nutzen und Kosten gebildet. Dabei wird nach RAS-W bzw. EWS ein Bewertungszeitraum von 20 Jahren und ein Zinssatz von 3 % zugrunde gelegt. Bei gleichen jährlichen Raten des Nutzens innerhalb des Bewertungszeitraums können auch Annuitäten zur Ermittlung des Nutzen/Kosten-Verhältnisses verwendet werden.

In den nachfolgenden Kapiteln wird im Detail erläutert, auf welche Weise die Ermittlung von jährlichen Nutzen und Kosten erfolgt. Dabei werden die Verfahren der RAS-W bzw. EWS soweit wie möglich übernommen. In jedem Einzelfall ist jedoch zu prüfen, inwieweit die Unterschiede zwischen Querschnitten mit und ohne Standstreifen durch die angegebenen Ansätze mit hinreichender Genauigkeit bestimmt werden können. Falls diese Anforderung nicht erfüllt wird, sind eigene Berechnungsansätze zu entwickeln.

7.1.5 Variable Eingangsdaten

Als Eingangsdaten für das Bewertungsverfahren sollten die Trassierung des Tunnels in Lage- und Höhenplan sowie dessen zukünftige Verkehrsbelastung bereits weitestgehend bekannt sein. Die Kenntnis der folgenden Angaben ist erforderlich:

- Querschnitt bzw. Anzahl der Fahrstreifen der freien Strecke,
- Länge des Tunnels,
- Steigungsverhältnisse,
- DTV-Wert für alle Tage des Jahres und Anteil des Schwerverkehrs,
- Bauverfahren und anstehender Baugrund bzw. Schwierigkeitsklasse.

Mit Hilfe des Bewertungsverfahrens können Tunnel mit Längen von 250 bis 2000 m behandelt werden. Stützstellen der Baulastträgerkosten liegen bei 250, 500, 1000 und 2000 m Tunnel-länge. Zwischenwerte werden sinnvoll interpoliert. Von einer Extrapolation über den darge-

stellten Bereich hinaus ist abzurufen. Bei längeren Tunneln ist eine Abwägung der Aspekte der Wirtschaftlichkeit durch eine Einzelfallprüfung gerechtfertigt.

Mögliche Bauverfahren sind die offene, die Spritzbetonbauweise und der maschinelle Vortrieb. Je nach Verfahren wurden verschiedene Schwierigkeitsklassen definiert. Beschreibungen der Klasseneinteilungen finden sich in Kapitel 6.2 (Offene Bauweise: Tabelle 6-1, Spritzbetonbauweise: Tabelle 6-4 und Tabelle 6-5, Maschinenvortrieb: Tabelle 6-8 und Tabelle 6-9).

Bei Tunneln im Zuge 2-streifiger Richtungsfahrbahnen ist zunächst der Querschnitt 26 *t* vorzusehen. In Abhängigkeit von den genannten Eingangsparametern ist dann mit Hilfe des Bewertungsverfahrens zu prüfen, ob der Einsatz des größeren Querschnitts mit Standstreifen, des 26 *T*, sinnvoll ist. Bei Tunnellängen von über 1000 m und bei einem vorgesehenen Einsatz des Maschinenvortriebs sollte die Verwendung des Querschnitts 26 *Tr* erwogen werden. Der Basisquerschnitt für 3-streifige Querschnitte ist analog der 33 *t*. Alternativ kann auch ein Einsatz des 33 *T* erforderlich werden.

7.2 Ermittlung der Kosten

Als Kosten im Sinne der RAS-W bzw. EWS werden die volkswirtschaftlichen Kosten der Verkehrsinfrastruktur bezeichnet, welche für den Bau, den Betrieb und die Unterhaltung der Maßnahme anfallen. Dabei unterscheidet man zwischen den Investitionskosten und den laufenden Kosten aus ständig wiederkehrenden Ausgaben.

Die Ermittlung der Tunnelbaukosten sowie eine Schätzung der Kosten für Lüftung und Beleuchtung von Tunneln wurde durch die „Studiengesellschaft für unterirdische Verkehrsanlagen e.V. (STUVA, 1998) in Köln durchgeführt. Die wichtigsten Ergebnisse dieser Untersuchung wurden bereits in Kapitel 6 zusammengefaßt. Nachfolgend werden die mit diesen Daten durchgeführten, weiteren Berechnungen dargestellt.

7.2.1 Investitionskosten

Im Rahmen der wirtschaftlichen Vergleichsrechnung werden nur die Tunnelrohbaukosten und die Kosten für Beleuchtung und Belüftung als Bestandteile der Investitionskosten von Straßentunneln berücksichtigt. Dies geschieht vor dem Hintergrund, daß die Tunnelrohbaukosten mit einem Anteil von über 80 % die Gesamtkosten eines Tunnels wesentlich beeinflussen. Darüber hinaus werden nur solche Kostenelemente in die Untersuchung einbezogen, bei denen signifikante Kostenunterschiede zwischen den zu vergleichenden Querschnitten unterstellt werden. Dies gilt vor allem für die Beleuchtung und die Belüftung (vgl. auch Erläuterungen in Kapitel 6.3).

Innerhalb der **Tunnelrohbaukosten** werden die Kosten für die Fahrbahn getrennt ausgewiesen. Die eigentlichen Rohbaukosten der verschiedenen Bauweisen sind in Tabelle 6-2, Tabelle 6-6

und Tabelle 6-10 dargestellt. Die Kostenangaben für die Fahrbahnen befinden sich jeweils in Tabelle 6-3, Tabelle 6-7 und Tabelle 6-12. Dabei ist in der offenen Bauweise je nach Konstruktion eine Fahrbahn mit frostsicherem Unterbau bzw. auf Beton erforderlich. Für die Spritzbetonbauweise und den Maschinenvortrieb ist eine bituminöse Fahrbahn vorgesehen.

Die **Ausstattungs-elemente** sind entsprechend den „Richtlinien für die Ausstattung und den Betrieb von Straßentunneln (RABT)“, Ausgabe 1994 auszuführen. Bis zu einer Tunnellänge von 700 m ist danach in der Regel die natürliche Lüftung ausreichend. Bei einer künstlichen Lüftung verringert sich der Lüftungsaufwand mit größer werdenden Querschnitten. Umgekehrt verhält es sich bei der Beleuchtung. Generell ist die Anordnung der Leuchten im Tunnel vom Verhältnis der Höhe zur Breite des Querschnitts abhängig. Für diese Untersuchung wurde vereinfachend angenommen, daß für den Querschnitt 26 t eine einreihige Beleuchtung ausreicht, während bei allen anderen Querschnitten eine zweireihige Beleuchtung erforderlich wird. Darüber hinaus sind die Kosten sowohl für die Beleuchtung als auch für die Belüftung von der Tunnellänge abhängig. Die zugehörigen Kostenangaben wurden in Tabelle 6-13 und Tabelle 6-14 dargestellt.

Bei allen von der STUVA angegebenen Kosten handelt es sich um Brutto-Werte, d.h. einschließlich der gesetzlichen Mehrwertsteuer von seinerzeit 15 %. **Steuern und Abgaben** sind jedoch im Rahmen volkswirtschaftlicher Vergleichsrechnungen nicht anzusetzen, da sie lediglich Transfercharakter haben (vgl. Baum e.a., 1998). Daher müssen alle Kostenangaben von der Mehrwertsteuer bereinigt werden. **Preisstand** der STUVA-Untersuchung ist etwa Mitte des Jahres 1996. Dagegen beziehen sich die Kostensätze der EWS, welche zur monetären Bewertung des Nutzens verwendet werden sollen, auf den Preisstand 1.1.1995. Mangels geeigneter Umrechnungsmöglichkeiten und wegen sehr geringer Unterschiede wurde auf eine Angleichung der Preisstände vereinfachend verzichtet. Es wird angenommen, daß alle Angaben für den Preisstand 1.1.1995 gelten.

Die volkswirtschaftliche Bewertung von Straßenbaumaßnahmen nach den RAS-W bzw. EWS erfordert eine Abschreibung der Investitionskosten in Anlehnung an die Nutzungsdauern der einzelnen Teilleistungen der Maßnahme. Dazu sind die Abschreibungszeiträume nach Tabelle 8 der RAS-W von 1986 zugrundegelegt worden. (Die Abschreibungszeiträume des Entwurfs der EWS finden z.T. nicht die Zustimmung des Bundesverkehrsministeriums.) Folgende Werte wurden verwendet:

– Tunnel	$d_q = 90 \text{ a}$	$af_q = 0,03226$
– Fahrbahn	$d_q = 20 \text{ a}$	$af_q = 0,06722$
– Ausstattung	$d_q = 20 \text{ a}$	$af_q = 0,06722$

mit d_q = Abschreibungszeitraum

af_q = Annuitätenfaktor (Zinssatz $p = 3,0 \text{ \%/a}$ nach RAS-W und EWS)

Für die Abschreibung der Fahrbahn wurde vereinfachend ein mittlerer Abschreibungszeitraum von 20 Jahren angesetzt. Auf diese Weise wird eine weitere Differenzierung der Fahrbahnkosten nach Tragschichten und Deckschichten vermieden. Da die Kostendifferenzen der Fahrbahnen nur einen sehr geringen Anteil an den hier angesetzten gesamten Kostendifferenzen ausmachen, erscheint diese Vorgehensweise ausreichend.

Durch Summation der einzeln abgeschriebenen Teilleistungen erhält man die jährlichen Investitionskosten der Tunnelstrecken. Diese bilden zusammen mit den laufenden Kosten die jährlichen Kosten der Tunnelquerschnitte zu Lasten des Baulastträgers.

Zum Abschluß der Behandlung der Investitionskosten wird auf die folgenden Besonderheiten hingewiesen. Der Sonderquerschnitt 26 *Tr* wurde in der Untersuchung der STUVA (1998) über den Einfluß der Ausstattung auf die Baulastträgerkosten nicht berücksichtigt. Daher werden hier vereinfachend die Kosten des größeren Querschnitts 26 *T* angesetzt. Für die 3-streifigen Querschnitte 33 *t* und 33 *T* ermittelte die STUVA gleich hohe Beleuchtungskosten. Kosten für die Lüftung der 3-streifigen Querschnitte werden gar nicht angegeben. D.h. zwischen den Querschnitten 33 *t* und 33 *T* ergeben sich aus den Ausstattungselementen Beleuchtung und Lüftung keinerlei Kostenunterschiede.

Aus verkehrlicher Sicht wurden bei der Ermittlung der Tunnelbaukosten die folgenden Annahmen zugrunde gelegt:

- Trassierung im Lageplan nahezu gerade,
- keine Längsneigung,
- Querneigung von 2,5 %.

Aufgrund mangelnder Informationen über die Investitionskosten bei anderen Arten der Trassierung werden die hier genannten Kosten mit dem Nutzen bei verschiedenen Trassierungsparametern verglichen.

7.2.2 Laufende Kosten

Unter den laufenden Kosten werden die Maßnahmen zur Unterhaltung der Tunnel zusammengefaßt. Dabei ist zwischen der baulichen Unterhaltung (Sofortmaßnahmen und Maßnahmen kleineren Umfangs) und der betrieblichen Unterhaltung (Reinigung etc.) zu differenzieren. Die durchschnittlichen jährlichen Kosten für die betriebliche Unterhaltung eines aus 2 Röhren bestehenden Tunnelbauwerks im Zuge von Bundesautobahnen werden vom Bundesverkehrsministerium mit rd. 500.000 DM/a angegeben. Dieser Wert hat auch Eingang in die EWS 1997 gefunden. Er beruht auf Regressionsrechnungen auf der Basis der Daten vorhandener Tunnel. Die Einzelwerte streuen sehr stark (Bestimmtheitsmaß der Regression von 0,51). Auch alle Versuche im Rahmen dieser Untersuchung, eine Abhängigkeit der betrieblichen Unterhaltungskosten vom Querschnitt zu ermitteln, führten zu keinem brauchbaren Ergebnis. D.h. die

Erfahrung mit in Betrieb befindlichen Tunneln sind zur Zeit noch nicht ausreichend, um Querschnitte mit und ohne Standstreifen zu unterscheiden. Diese Problematik gilt in ähnlicher Weise für die Kosten der baulichen Unterhaltung. Diese dürften etwa in der gleichen Größenordnung liegen wie die Kosten der betrieblichen Unterhaltung.

Da Angaben aus dem Betrieb der vorhandener Tunnel im Hinblick auf das Untersuchungsziel keine Hinweise geben konnten, wurde die Problematik von der planerischen Seite betrachtet. Die STUVA (1998) hat in ihrer Untersuchung entsprechende Überlegungen angestellt. Sie ermittelte die erforderlichen Kosten für die Einrichtung und den Betrieb der Belüftung und der Beleuchtung in Abhängigkeit vom Tunnelquerschnitt (vgl. Abs. 6.3 und 7.2.1).

7.2.3 Zusammenstellung der jährlichen Kosten

Die laufenden Kosten für die Beleuchtung und die Lüftung sind zu den jährlichen Investitionskosten zu addieren. Abschließend werden die jeweiligen Kostendifferenzen zwischen den Querschnitten

- 26 T und 26 t,
- 33 T und 33 t,
- (26 Tr und 26 t beim maschinellen Vortrieb)

berechnet. Diese bilden eine Hälfte des zu erstellenden Bewertungsverfahrens. Diesen jährlichen zusätzlichen Kosten für einen Querschnitt im Vergleich zum Basisquerschnitt ist der entsprechende Nutzen gegenüberzustellen.

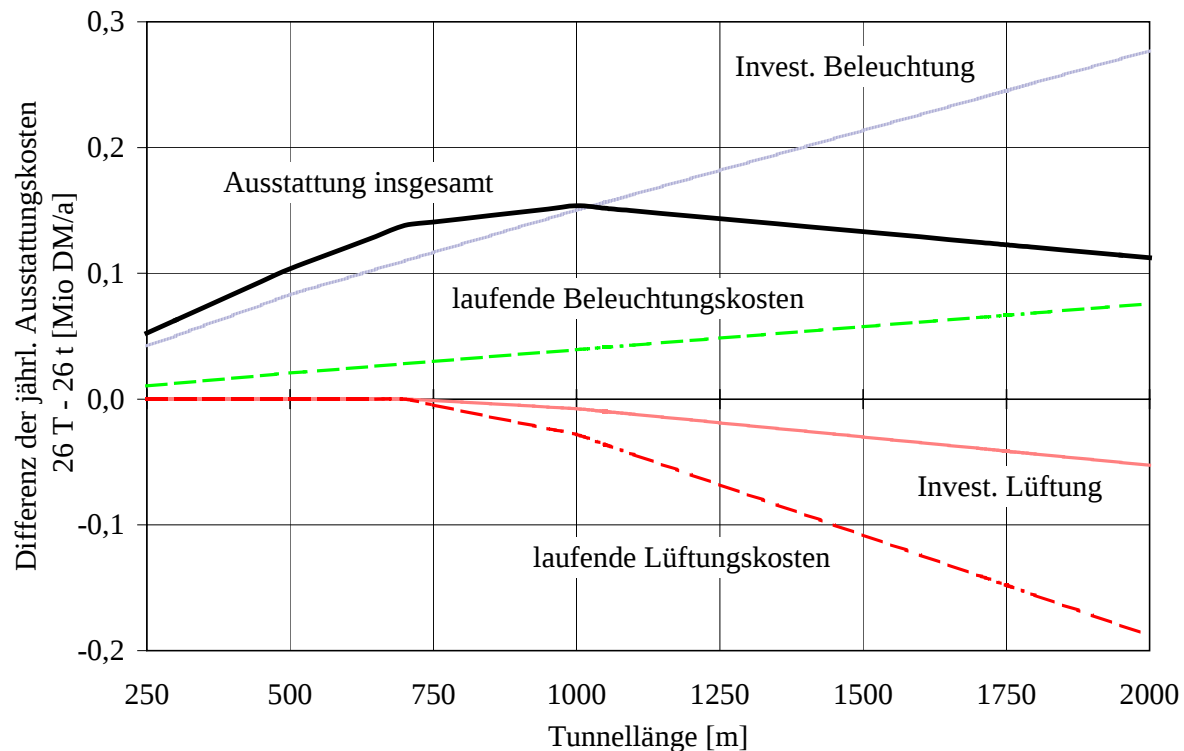


Abb. 7-1: Differenz der jährlichen Kosten der Beleuchtung und der Lüftung 26 T - 26 t [Mio. DM/a]

In Abb. 7-1 sind zunächst nur die Einflüsse der Beleuchtung und der Lüftung auf die Differenz der jährlichen Kosten zwischen den Querschnitten 26 T und 26 t dargestellt. Im Hinblick auf die Beleuchtung entstehen durch den größeren Querschnitt zusätzliche Kosten, während bei der Lüftung Kosten eingespart werden können. Insgesamt betrachtet führt der Querschnitt mit Standstreifen jedoch zu höheren Kosten für die hier einbezogenen Ausstattungselemente in Höhe von rd. 100.000 DM/a. An dieser Stelle unterscheiden sich die neuen Daten ganz erheblich vom ARS 16/85. Da seinerzeit nur die Lüftung, nicht aber die Beleuchtung berücksichtigt wurde, ergab sich für die Ausstattung eine Kosteneinsparung zugunsten des Querschnitts 26 T (vgl. Tabelle 1, ARS 16/85).

In Abb. 7-2 sind diese zusätzlichen jährlichen Betreiberkosten für den 26 T gegenüber dem 26 t und den 33 T gegenüber dem 33 t abgebildet. Die Bezeichnungen der Schwierigkeitsklassen und Bauweisen entsprechen den in Kapitel 6 eingeführten Abkürzungen und orientieren sich am ARS 16/85.

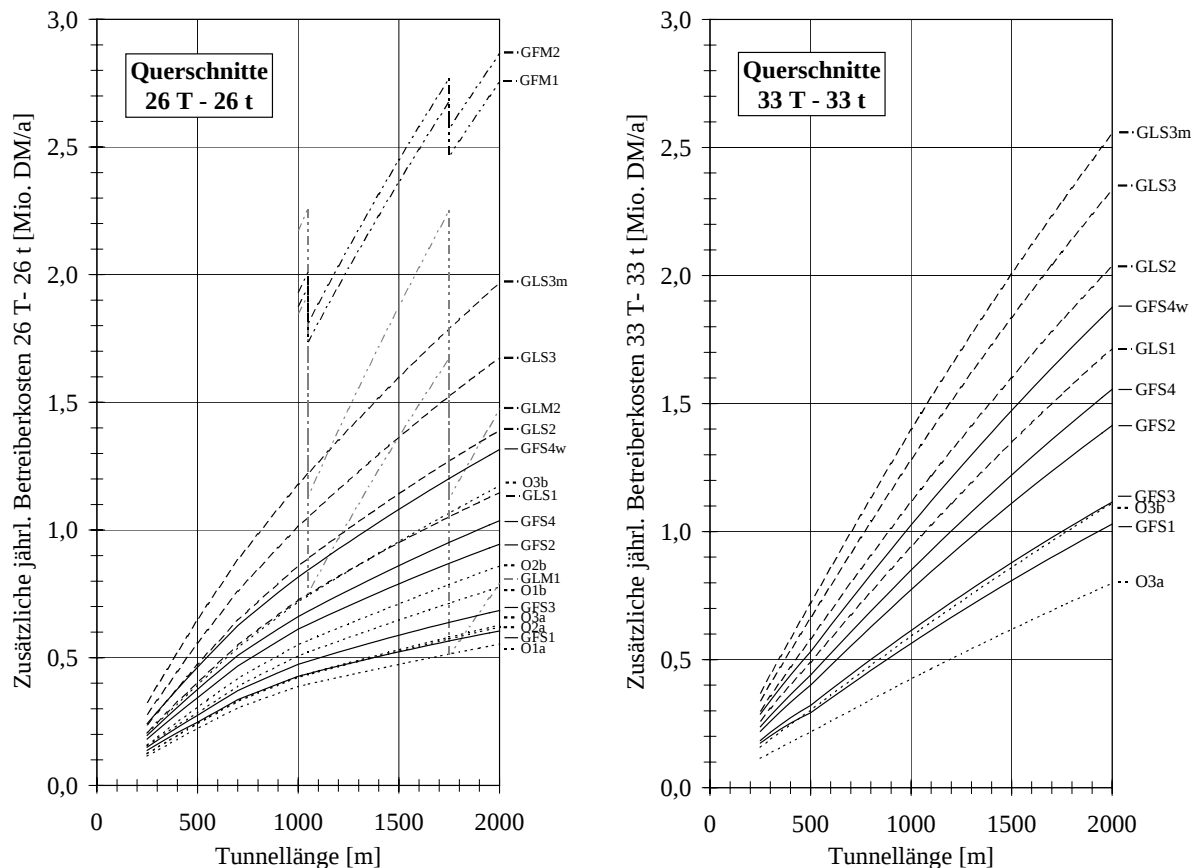


Abb. 7-2: Zusätzliche jährliche Betreiberkosten (Bezeichnung der Bauweisen s. Tabelle 6-1, Tabelle 6-4, Tabelle 6-5, Tabelle 6-8 und Tabelle 6-9)

(a) 26 T gegenüber 26 t

(b) 33 T gegenüber 33 t

Die im Rahmen dieser Untersuchung ermittelten jährlichen Baulastträgerkosten liegen trotz eher rückläufiger absoluter Tunnelrohnbaukosten insgesamt deutlich höher als die vergleichbaren Ergebnisse der Vorläuferuntersuchung (Klawka, Zimmermann, 1981) sowie die im ARS 16/85 dargestellten Werte. Eine Hauptursache hierfür ist die Einbeziehung der Beleuchtung in die Kostenermittlung (Abb. 7-1). Zusätzlich führt die Verwendung differenzierter Abschreibungszeiträume zu einer stärkeren Gewichtung der Kostenbestandteile mit kurzen Nutzungsdauern (Fahrbahn und Ausstattung).

In Abb. 7-3 ist der Sonderquerschnitt 26 Tr den Regelquerschnitten 26 t und 26 T gegenübergestellt. Dabei wird nur der Maschinenvortrieb im Lockergestein berücksichtigt, weil hier die zusätzlichen Kosten für die nachträgliche Querschnittsaufweitung für die Anlage von Pannenbuchten besonders hoch sind (vgl. Tabelle 6-11). Angegeben sind jeweils die zusätzlichen jährlichen Betreiberkosten für den 26 Tr gegenüber dem 26 t und für den 26 T gegenüber dem 26 t. Auf der Basis dieser Ergebnisse ist der Einsatz des 26 Tr für den Betreiber immer dann günstiger, wenn mindestens 2 Pannenbuchten je Röhre angeordnet werden. Der 26 T ist für alle betrachteten Tunnellängen mit höheren Kosten verbunden als der 26 t. (Zur Anordnung von Pannenbuchten vgl. Abs. 6.1).

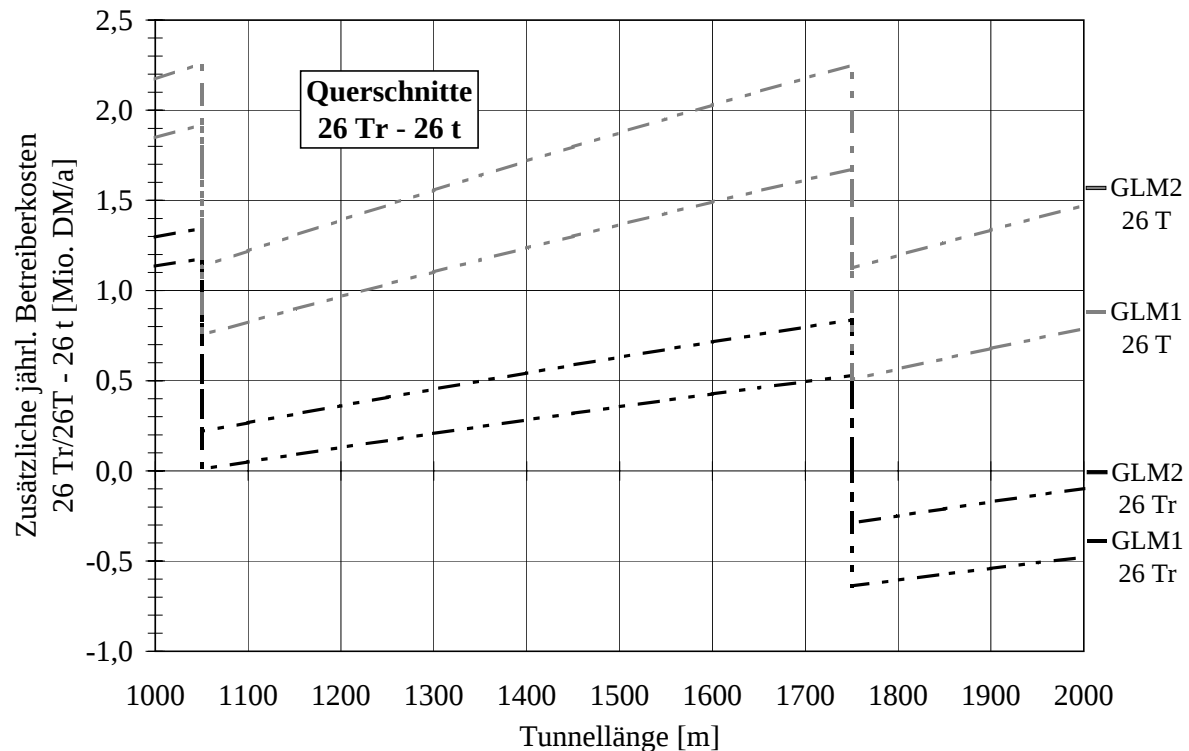


Abb. 7-3: Zusätzliche jährliche Betreiberkosten beim Maschinenvortrieb im Lockergestein 26 Tr bzw. 26 T gegenüber 26 t in Mio. DM pro Jahr

7.3 Ermittlung der Nutzenkomponenten

Die Nutzung einer Verkehrsinfrastruktur durch den Verkehrsteilnehmer, d.h. die Durchführung von Verkehrsleistungen, ist im volkswirtschaftlichen Sinn zunächst mit Kosten verbunden. Wenn jedoch durch eine verbesserte Verkehrsinfrastruktur bei der Realisierung von Verkehrsleistungen Ressourcen eingespart werden können, spricht man von einem Nutzen der Verkehrsinfrastruktur (vgl. Baum e.a., 1998).

Die RAS-W bzw. EWS gehen bei der monetären Bewertung der Verkehrsleistungen grundsätzlich von einem Nutzen aus. Ein solcher Nutzen wird bei der Planung neuer Infrastruktur sicherlich angestrebt. Im Einzelfall kann jedoch beim Vergleich zweier Varianten auch ein negativer Nutzen auftreten.

Bei der Ermittlung der Nutzenkomponenten nach RAS-W bzw. EWS werden folglich die Fahrleistungen der Verkehrsteilnehmer monetär bewertet. Dies geschieht üblicherweise in zwei Arbeitsschritten. Zuerst werden die erforderlichen verkehrlichen und technischen Kenngrößen ermittelt, wie z.B. Verkehrsmengen, Geschwindigkeiten, Fahrzeiten oder Kraftstoffverbräuche. Diese werden anschließend in volkswirtschaftliche Kosten überführt. Insofern ist die funktionale Beschreibung des Verkehrsgeschehens (s. Abs. 7.3.1) eine wichtige Voraussetzung für die anschließende Ermittlung des Nutzens. Die monetäre Bewertung des Verkehrsgeschehens erfolgt dann anhand der Zeit- und Betriebskosten (s. Abs. 7.3.2). Das Unfallgeschehen wird in

Unfallkosten überführt (s. Abs. 7.3.4). Mit Hilfe der dann vorliegenden Berechnungsgrundlagen wird in Abs. 7.3.5 der Algorithmus zur Ermittlung des Nutzens erläutert. Dieser wird in Abs. 7.3.6 zusammenfassend dargestellt.

7.3.1 Verkehrsablauf

Die Beschreibung des Verkehrsablaufs erfolgt mit Hilfe makroskopischer Kenngrößen wie der Verkehrsstärke und der mittleren Geschwindigkeiten. Dabei ist im Hinblick auf unterschiedliche Kostensätze bei der Ermittlung der Zeit- und Betriebskosten zwischen verschiedenen Fahrzeuggruppen zu unterscheiden. Die Qualität des Verkehrsablaufs und damit auch die daraus resultierenden Kosten sind in hohem Maß vom Verhältnis der Verkehrsnachfrage zur Kapazität abhängig. Übersteigt die Nachfrage die Kapazität z.B. in der Folge eines Störfalls (vgl. Kapitel 4), so steigen die Kosten überproportional an.

Beschreibung des Verkehrsablaufs im Regelwerk

Die Kosten für den Betrieb und die Nutzung von Kraftfahrzeugen können je nach Fahrzeug und Ladung ganz erheblich differenzieren. Daher sehen die einschlägigen Richtlinien (RAS-W, EWS) die Unterscheidung der folgenden **Fahrzeuggruppen** vor:

- P = Personenkraftwagen (auch mit Anhänger) und Krafträder,
- B = Busse,
- L = Lastkraftwagen mit mehr als 2,8 t zulässigem Gesamtgewicht,
- Z = Lkw mit Anhänger und Sattelkraftfahrzeuge.

Dabei können die Gruppen B, L und Z für viele Berechnungen zum Güterverkehr (GV) zusammengefaßt werden. Beispielsweise wird für alle diese Gruppen ein einheitliches Geschwindigkeitsverhalten unterstellt.

Die Berechnung der Geschwindigkeiten der beiden Gruppen Pkw (P) und Güterverkehr (GV) erfolgt als Funktion der stündlichen Verkehrsstärke (q-v-Beziehung). Da derartig detaillierte Informationen über die Verkehrsbelastung einer zukünftigen Strecke im Planungsstadium in der Regel noch nicht vorliegen, erfolgt eine Schätzung anhand der prognostizierten durchschnittlichen täglichen Verkehrsstärke (**DTV**). Entsprechende DTV-Werte sind für alle Fahrzeuggruppen anzugeben. Mindestens erforderlich sind die Werte für die Gruppen P und GV. Eine Schätzung der Anteile innerhalb des Güterverkehrs kann beim Fehlen genauerer Angaben mit Hilfe der Tabelle 10, EWS 1997 erfolgen. Darüber hinaus unterscheiden die Richtlinien auch die folgenden **Fahrtzweckgruppen**:

- Normalwerktage (4824 h/a),
- Urlaubswerktage (2424 h/a),
- Sonn- und Feiertage (1512 h/a).

Durch diese Unterteilung soll berücksichtigt werden, daß sich die Verkehrsmengen an den einzelnen Tagen je nach Lage der Strecke im Netz ganz erheblich unterscheiden können. Hilfsweise können die DTV-Werte des Güterverkehrs für die 3 Fahrtzweckgruppen mit Hilfe der Gleichungen (4) und (5) der EWS geschätzt werden. Für den Personenverkehr ist jedoch eine entsprechende Prognose erforderlich.

Die **stündlichen Verkehrsstärken** aller Stunden des Jahres werden in den Richtlinien aus einem treppenförmigen Dauerlinienmodell ermittelt (Tabelle 9, EWS 1997). Dabei ist jede Fahrtzweckgruppe in 5 Stufen unterteilt.

Die eigentliche Beschreibung des Verkehrsablaufs durch die realisierten Geschwindigkeiten erfolgt in den RAS-W bzw. EWS mit Hilfe zahlreicher **Geschwindigkeitsfunktionen** in Abhängigkeit vom Straßentyp, der Steigung und der Fahrzeuggruppe (P oder GV). Hier sehen die EWS eine wesentliche Änderung gegenüber den alten RAS-W vor. Die Geschwindigkeitsfunktionen wurden grundlegend überarbeitet. Ihre Aufgabe ist es, neben dem normalen Verkehrsablauf auch den Verkehrsablauf bei Überlastung abzubilden. Zu diesem Zweck wird das q-v-Diagramm über die Kapazität des Querschnitts hinaus theoretisch verlängert. Hier schließt sich zunächst eine Übergangsbereich an, der später in den Stau mit einer Geschwindigkeit von 20 km/h einmündet.

Dieser vereinfachte Ansatz führt zwar beim Eintreten eines Staus zu einer verringerten Geschwindigkeit. Er ist jedoch kaum geeignet, die Ausmaße des Staus in ihrem vollen Umfang abzubilden. So wird beispielsweise nicht berücksichtigt, inwieweit auch der Verkehr der nachfolgenden Stunden noch von dem Stau betroffen ist. Dies ist auch bei der Verwendung von Dauerlinien gar nicht möglich, da die Verkehrsbelastungen der einzelnen Stunden des Jahres gar nicht mehr in chronologischer Folge vorliegen. Ebenso wird nicht berücksichtigt, daß ein Stau in stromaufwärts liegende Abschnitte zurückreichen kann. Unabhängig von der tatsächlichen Länge des Staus wird allen Fahrzeugen, die in der betroffenen Stunde den Abschnitt befahren, die gleiche Geschwindigkeit zugewiesen.

Als **Fazit** ist festzuhalten, daß die Folgen von Überlastungen im Modell der EWS wenig realitätsnah abgebildet werden. Die Verwendung des EWS-Modells mag für die Untersuchung größerer Netze ausreichend genaue Ergebnisse liefern. Im Rahmen der vorliegenden Untersuchung ist sein Einsatz jedoch aus folgenden Gründen unzureichend:

- Bei gleicher Verkehrsbelastung und bei der Verwendung des (bei gleicher Fahrstreifenanzahl) gleichen q-v-Diagramms ergeben sich aus dem EWS-Modell keine Kostenunterschiede zwischen den zu vergleichenden Querschnitten.

- Auf der Basis der durchgeführten Messungen in Tunneln (vgl. Kapitel 3) wurde bei der Ermittlung der q-v-Diagramme nur nach der Anzahl der Fahrstreifen, aber nicht nach der Querschnittsbreite unterschieden. Es konnten keine signifikanten Unterschiede zwischen den Querschnitten mit und ohne Standstreifen festgestellt werden.
- Kostenunterschiede zwischen den zu vergleichenden Querschnitten werden nur aus dem Verkehrsablauf bei Störfällen erwartet (vgl. Kapitel 4). Diese werden jedoch im EWS-Modell nicht abgebildet.

Beschreibung des Verkehrsablaufs im Rahmen dieser Untersuchung

Das Modell zur Beschreibung der Geschwindigkeiten in den EWS wird durch einen eigenen Ansatz ersetzt. Wesentliche Unterschiede ergeben sich dabei für den Fall der Überlastung. Anstelle des sehr vereinfachten Ansatzes der EWS werden die Geschwindigkeiten im Stau und die daraus resultierenden Parameter mit Hilfe eines makroskopischen Modells nach der Kontinuumstheorie ermittelt. Wie ein solches Modell zur Beschreibung des Verkehrsablaufs bei Störfällen eingesetzt werden kann, wurde bereits in Absatz 4.6 generell erläutert. Dieses Verfahren wird nachfolgend nicht nur zur Beschreibung der Auswirkungen von Störfällen eingesetzt, sondern auch für den allgemeinen Fall der Überlastung im Zulauf verwendet.

Für die Staubrechnung mit Hilfe der Kontinuumstheorie werden einheitliche **q-v-Diagramme** für den gesamten Bereich des freien und gebundenen Verkehrs benötigt. Dabei ist - soweit sinnvoll - nach Pkw und Güterverkehr zu unterscheiden. Da Tunnelstrecken in den Geschwindigkeitsfunktionen der EWS nicht explizit berücksichtigt werden, sind vorzugsweise im Rahmen dieser Untersuchung entwickelte, auf neuen empirischen Daten basierende q-v-Diagramme anzuwenden.

Zur Beschreibung der Geschwindigkeiten der Pkw im freien und teilgebundenen Verkehr werden die mit Hilfe der Varianzanalyse ermittelten, auf einem linearen q-v-Modell basierenden Diagramme eingesetzt (vgl. Abs. 3.4.4.3, Tabelle 3-7). Dabei handelt es sich um genau die q-v-Diagramme, deren Anwendung auch zur Bemessung von Tunnelstrecken empfohlen wird (Abs. 3.5). Bei Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen ist die zulässige Geschwindigkeit von in diesem Fall 80 km/h streng zu beachten. So sehen die EWS vor, daß nicht mit höheren Geschwindigkeiten als der zulässigen gerechnet werden soll. In diesem Sinne werden in den durchgeführten Berechnungen alle Geschwindigkeiten sowohl der Pkw als auch des Güterverkehrs (GV) auf maximal 80 km/h begrenzt.

Die Geschwindigkeiten im Güterverkehr werden mit Hilfe der in den EWS angegebenen Ansätze berechnet. Einflußfaktoren sind die Verkehrsstärke im Güterverkehr und die Längsneigung:

$$v_{GV} = 86,1 - 6 \cdot \exp(0,248 \cdot s) - 0,1 \cdot \exp(a \cdot q_{GV}) \quad (7-1)$$

mit	v_{GV}	=	Geschwindigkeit im Güterverkehr	[km/h]
	q_{GV}	=	Verkehrsstärke im Güterverkehr	[Kfz/h]
	s	=	Längsneigung	[%]
	a	=	Parameter	[-]
		=	$9,218 \cdot 10^{-3}$ (2-streifige Querschnitte)	
		=	$4,609 \cdot 10^{-3}$ (3-streifige Querschnitte)	

Die Geschwindigkeiten für den Gesamtverkehr (freier und teilgebundener Verkehr), wie sie für das Staumodell benötigt werden, können aus den Einzelwerten der Geschwindigkeiten der Pkw und des Güterverkehrs berechnet werden.

Bei den niedrigen Geschwindigkeiten im Stau erscheint eine Unterscheidung zwischen Pkw und Güterverkehr nicht mehr sinnvoll. Geeignete Geschwindigkeitsfunktionen wurden aus den empirischen Daten des Elbtunnels (A 7, Hamburg) abgeleitet, weil dort Daten aus dem gebundenen Verkehr in ausreichender Anzahl vorlagen. Für den Staubereich ist zwischen den Geschwindigkeiten der 2- und 3-streifigen Querschnitte zu unterscheiden. Allerdings verfügt auch der Elbtunnel nicht über eine Tunnelröhre mit 3 Fahrstreifen. Um jedoch die Geschwindigkeiten einer 3-streifigen Richtungsfahrbahn im Stau zumindest schätzen zu können, wurden die Daten der 3 in gleicher Richtung verlaufenden, aber nicht in einer Röhre liegenden Fahrstreifen aggregiert (Außenröhre + 1 Fahrstreifen der Mittlröhre). Diese Verkehre werden vor und hinter dem Tunnel zusammen auf einer Fahrbahn geführt. Nur im Tunnel selbst sind keine Fahrstreifenwechsel zwischen dem mittleren und dem linken Fahrstreifen möglich.

Die Beschreibung der empirischen Zusammenhänge zwischen der Verkehrsstärke und der Geschwindigkeit im Stau erfolgt mit Hilfe einer Potenzfunktion (Gleichung (7-2)). Dieser Funktionstyp hat sich im Rahmen der Untersuchung in Absatz 3.4.5 als besonders günstig erwiesen. Im Gegensatz zur dortigen Darstellung werden hier die Verkehrsstärken in Pkw-Einheiten pro Stunde angesetzt. Diese Vorgehensweise orientiert sich an den EWS. Sie ist aber vor allem deshalb sinnvoll, weil die Kapazitäten nach dem Ansatz der „Richtlinien zur Baubetriebsplanung auf Bundesautobahnen“ (RBAP 1996) in Pkw-Einheiten pro Stunde angesetzt werden (vgl. Abs. 4.5, Tabelle 4-15).

$$v = a \cdot q^b \quad (7-2)$$

mit	v	=	mittlere Geschwindigkeit der Kfz	[km/h]
	q	=	Verkehrsstärke	[PKW-E/(h*Rtg.)]
	a, b	=	Parameter des Modells	

Modell	Parameter a	Parameter b	Standardfehler $s(q)$ [km/h]
2 Fahrstreifen	0,000142	1,531	1,77
3 Fahrstreifen	0,000162	1,459	2,70

Tabelle 7-1: Modellparameter der Potenzfunktion zur Beschreibung der Geschwindigkeiten im Stau

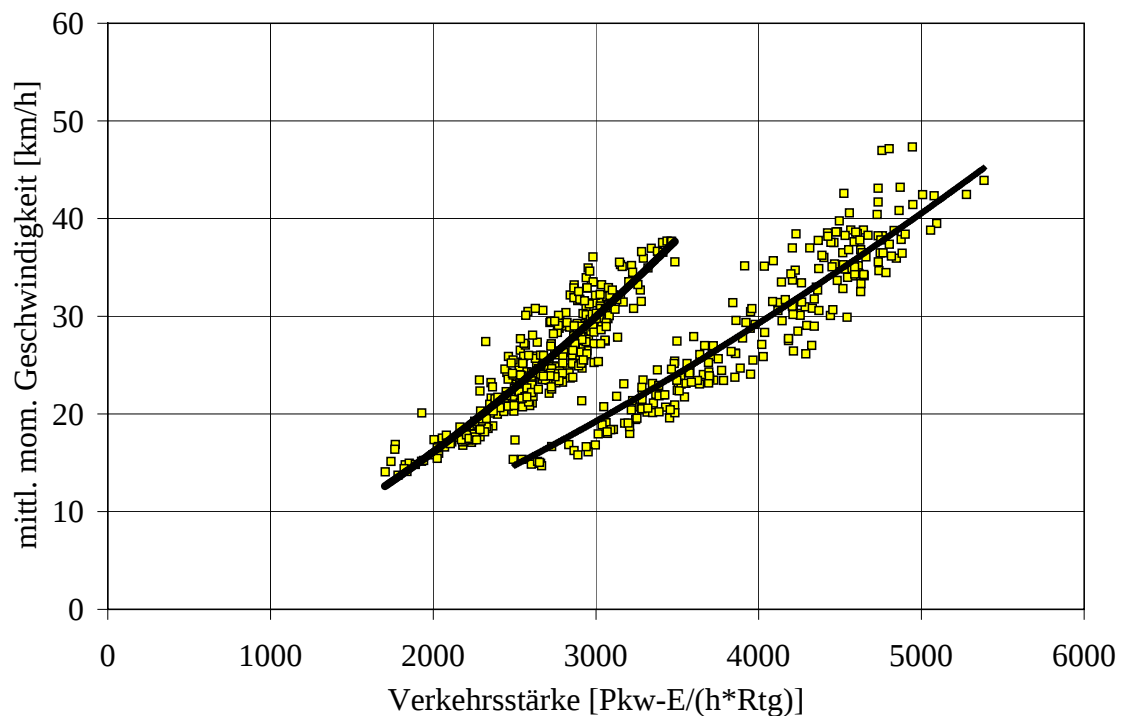


Abb. 7-4: q-v-Diagramm (gebundener Verkehr) für den Elbtunnel (2 bzw. 3 Fahrstreifen im Richtungsverkehr) auf Basis der Potenzfunktion (60-Minuten-Intervalle)

Die verwendete Potenzfunktion liefert keine maximale Verkehrsdichte im Stau. In Anlehnung an die Arbeit von Bolte und Pollmann (1984) wird daher für 2-streifige Richtungsfahrbahnen eine maximale Dichte von 180 Pkw-E/km und für 3-streifige Richtungsfahrbahnen von 270 Pkw-E/km angesetzt. Die Regressionskurven und die empirischen Geschwindigkeiten im Stau sind in Abb. 7-4 graphisch dargestellt.

Das gewählte Staumodell erfordert **Ganglinien der Verkehrsbelastung** als Eingangsdaten. Nur so ist es möglich, die Entwicklung eines Staus über mehrere Stunden abzubilden. Beim Dauerlinienmodell der EWS (Tabelle 7-2) fehlt jedoch die Information über die zeitliche Abfolge der stündlichen Verkehrsstärken. Dennoch ist die Verwendung der angegebenen Werte durchaus sinnvoll. Die angegebenen Stundenfaktoren erlauben die Schätzung der stündlichen Verkehrsstärken für den allgemeinen Fall, d. h. ohne genauere Kenntnis über Funktion und Lage des betrachteten Streckenabschnitts im Netz. Eine derart allgemeine Betrachtung soll auch im Rahmen dieses Bewertungsverfahrens durchgeführt werden.

Zeitabschnitt		Anzahl der Stunden pro Jahr T [h/a]	Gesamtverkehr				Güter- verkehr
			≥ 3 FS DTV [Kfz/24 h]		2 FS DTV [Kfz/24 h]		
			≤ 60.000	> 60.000	≤ 40.000	> 40.000	
t	Nr.						
Normalwerktage (w)	1	30	0,1003	0,0883	0,1047	0,0920	0,0624
	2	40	0,0930	0,0855	0,0970	0,0901	0,0624
	3	130	0,0840	0,0815	0,0890	0,0849	0,0624
	4	500	0,0740	0,0743	0,0790	0,0793	0,0624
	4824 h/a	5	4124	0,0355	0,0357	0,0346	0,0349
Urlaubswerktage (u)	6	30	0,0928	0,0839	0,0983	0,0860	0,0624
	7	40	0,0841	0,0792	0,0945	0,0845	0,0624
	8	130	0,0760	0,0721	0,0860	0,0810	0,0624
	9	500	0,0631	0,0636	0,0650	0,0657	0,0624
	2424 h/a	10	1724	0,0310	0,0314	0,0293	0,0300
Sonn- und Feiertage (s)	11	30	0,0938	0,0881	0,1025	0,0915	0,0614
	12	40	0,0850	0,0800	0,0875	0,0800	0,0614
	13	130	0,0790	0,0750	0,0790	0,0760	0,0614
	14	500	0,0627	0,0640	0,0640	0,0645	0,0614
	1512 h/a	15	812	0,0187	0,0190	0,0174	0,0184

Tabelle 7-2: Anteil der stündlichen Verkehrsstärke am DTV_{ges} und DTV_{GV} für Zeitabschnitte t mit annähernd gleichartigem Verkehrsablauf (Tabelle 9, EWS 1997)

Zur Überführung der Dauerlinien in Ganglinien müssen die Einzelwerte sinnvoll sortiert werden. Als Orientierung dienten hierzu die typisierten Ganglinien nach Heidemann und Wimber (1982). Zunächst wurde anhand der Jahresauswertung automatischer Dauerzählstellen durch die Bundesanstalt für Straßenwesen für das Jahr 1996 festgestellt, welche Ganglinientypen speziell der Jahres- und Wochenganglinien besonders häufig auftreten. Als typisch erachtete Beispiele werden betrachtet:

- Typ A: GE-Hessler (A 42),
- Typ B: Bad Honnef/Linz (A 3),
- Typ C: Ladbergen (A 1).

Die als Typ A bezeichnete Ganglinie soll ein Autobahnteilstück in einem Ballungsgebiet ohne ausgeprägte Tagesspitzen repräsentieren. Der Typ C beschreibt eher eine Strecke mit überregionaler Verbindungsfunktion, mit maximalen Verkehrsstärken an Freitagen und Samstagen. Der Typ B ist zwischen A und C einzuordnen.

Zur Überführung der Dauerlinien der EWS in Ganglinien werden die Faktoren der synthetisch erzeugten Ganglinien durch entsprechende Faktoren aus Tabelle 7-2 ersetzt. Zu diesem Zweck wird mit Hilfe eines Kalenders des Jahres 1996 jeder Tag der synthetischen Ganglinien in eine der 3 Fahrtzweckgruppen Normalwerktage, Urlaubswerktage und Sonn- und Feiertage eingeteilt. Anschließend werden die Stundenfaktoren innerhalb der 3 Gruppen der Größe nach zu Dauerlinien sortiert und durch die Faktoren des Dauerlinienmodells der EWS ersetzt.

Abschließend werden die neuen Faktoren wieder in die ursprüngliche chronologische Reihenfolge gebracht.

Aus der auf diese Weise ermittelten Ganglinie der Stundenfaktoren werden die stündlichen Verkehrsstärken durch Multiplikation mit dem DTV-Wert der jeweiligen Fahrtzweckgruppe ermittelt. Dabei wird vorausgesetzt, daß differenzierte DTV-Werte für Normalwerktag, Urlaubswerktag und Sonn- und Feiertage aus der Prognose vorhanden sind.

Im vorliegenden Bewertungsverfahren wird jedoch unterstellt, daß nur der DTV-Wert für den Gesamtverkehr und das ganze Jahr sowie der mittlere Anteil des Güterverkehrs als Eingangswerte vorliegen. Daher sind für die Differenzierung nach Fahrtzweckgruppen geeignete Annahmen zu treffen. Ausgehend von den zuvor definierten Ganglinientypen A, B und C werden mit Hilfe der Daten der Dauerzählstellen Umrechnungsfaktoren zur Schätzung der einzelnen DTV-Werte aus dem Gesamt-DTV angegeben:

Ganglinientyp	Normalwerktag (w)	Urlaubswerktag (u)	Sonn- und Feiertag (s)
Gesamtverkehr			
Typ A	1,08	1,00	0,75
Typ B	1,00	1,03	0,95
Typ C	0,96	1,11	0,95
Güterverkehr			
-	1,20	1,20	0,04

Tabelle 7-3: Umrechnungsfaktoren zur Ermittlung der DTV-Werte der Fahrtzweckgruppen aus dem Gesamt-DTV (Güterverkehr nach EWS 1997)

Die für die Ermittlung der Zeit- und Betriebskosten erforderliche weitere Unterteilung der Gruppen Pkw und Güterverkehr erfolgt nach den Angaben der EWS. Mittelwerte für die Anteile der Fahrzeuggruppen am Güterverkehr in Abhängigkeit vom Straßentyp sind in Tabelle 10 der EWS zusammengestellt (vgl. Tabelle 7-4).

Fahrzeuggruppe bzw. Fahrzeuguntergruppe	leichter Lkw (LN)	sonstiger Lkw (LS)	Lastzug (Z)	Bus (B)
Anteil am DTV _{GV} [-]	0,08	0,30	0,57	0,05

Tabelle 7-4: Unterteilung des Güterverkehrs nach Fahrzeuggruppen/Fahrzeuguntergruppen (EWS 1997)

Einen Hinweis zur Unterteilung der Pkw in Fahrzeuge mit Otto- und Dieselmotor findet sich in der Fußnote auf Seite 13 der EWS. Als Richtwerte soll ein Anteil der Diesel-Pkw von 18 % für 1990 und von 27 % für 2010 angenommen werden.

7.3.2 Veränderung der Zeitkosten

Die Ermittlung der Zeitkosten erfolgt mit Hilfe des Verfahrens der EWS 1997. Dabei wird versucht zu bewerten, welchen ökonomischen Wert alternative Aktivitäten hätten, die in der eingesparten Zeit hätten durchführen können. Der Wert dieser Zeitengewinne kann sich je nach Fahrzeuggruppe unterscheiden. Die Zeitkostensätze der EWS sind in Tabelle 7-5 angegeben.

Fahrzeuggruppe	Zeitkostensatz [DM/(Kfz h)]	
	Werktag (w,u)	Sonn- und Feiertage (s)
Pkw (P)	11,00	5,50
Lkw (L)	42,00	
Lastzug (Z)	60,00	
Bus (B)	125,00	

Tabelle 7-5: Zeitkostensätze nach Fahrzeuggruppen (EWS 1997)

Die eigentlichen Zeitkosten erhält man durch die Multiplikation dieser Zeitkosten mit der tatsächlichen Fahrzeit auf der betrachteten Strecke.

7.3.3 Veränderung der Betriebskosten

Verallgemeinernde Ansätze zur Ermittlung der Kfz-Betriebskosten von Straßennetzen oder auch einzelnen Straßenzügen sind unter Experten außerordentlich umstritten. Die Betriebskosten eines einzelnen Fahrzeugs sind in Abhängigkeit vom Fahrzeugmodell, seinem Alter und Zustand sowie dem Fahrer und seinem aktuellen Fahrverhalten starken Streuungen unterworfen. Um so schwieriger ist es, kollektive Größen zu bestimmen.

Der in den EWS dargestellte Berechnungsansatz stellt eine Aktualisierung des Verfahrens der RAS-W anhand neuer Untersuchungen dar. Dieser dem Stand der technischen Entwicklung eher gerecht werdenden Ansatz sieht zunächst eine Unterscheidung in einen geschwindigkeitsunabhängigen Anteil (Abschreibung, Reifenverschleiß, Instandhaltung, Wartung und Schmierstoffe) und den geschwindigkeitsabhängigen Kraftstoffverbrauch vor. Dabei werden nur volkswirtschaftlich relevante Kostenbestandteile berücksichtigt (keine Steuern). Beide Teile werden zu den sogenannten fahrleistungsbezogenen Betriebskosten BK_{FG} zusammengefaßt (vgl. Gleichung (7-3)). Durch Multiplikation mit den tatsächlichen Fahrleistungen unter den angenommenen Bedingungen (Geschwindigkeit) und Summation über alle Zustände erhält man die jährlichen Betriebskosten BK_a des Streckenabschnitts.

$$BK_{FG} = BGW_{FG} + 0,1 \cdot \overline{KF}_{FG} \cdot BK \quad (7-3)$$

mit BK_{FG} = fahrleistungsbezogene Betriebskosten
der Fahrzeuggruppe FG

[DM/(100 km · Kfz)]

BGW_{FG}	= Betriebskostengrundwerte nach Tabelle 7-6	[DM/(100 km · Kfz)]
$\overline{KF}_{FG}$	= Kraftstoffverbrauchs faktor in der Warmfahrt der Fahrzeuggruppe FG	[g/(km · Kfz)]
BK	= Kraftstoffkostensatz	[DM/kg]
	= 0,926 DM/kg Benzin	
	= 0,808 DM/kg Diesel	

Fahrzeuggruppe bzw. Fahrzeuguntergruppe	Betriebskosten-Grundwerte BGW [DM/(100 km · Kfz)]
Pkw (P)	17,40
leichter Lkw (LN)	22,40
sonstiger Lkw (LS)	31,50
Lastzug (Z)	46,30
Bus (B)	87,20

Tabelle 7-6: Betriebskosten-Grundwerte (EWS 1997)

Gegenstand vielfältiger Diskussionen ist besonders die Schätzung des Kraftstoffverbrauchs-faktors in der Warmfahrt $\overline{KF}_{FG}$. Dieser errechnet sich laut EWS aus einem Basisverbrauchs-faktor KF_{FG} sowie 2 Korrekturgliedern zur Berücksichtigung der Längsneigung und des rückläufigen Verbrauchs über den Bezugszeitraum. Der Kraftstoffverbrauch wird weniger durch die Fahrt bei konstanter Geschwindigkeit, als durch zahlreiche Beschleunigungsvorgänge innerhalb der jeweiligen Fahrmuster beeinflusst. Die alleinige Verwendung der Geschwindigkeit gemäß EWS zur Beschreibung eines solchen Fahrmusters ist daher genaugenommen unzureichend. Vorschläge für ein genaueres und gleichzeitig leicht handhabbares Verfahren liegen jedoch nicht vor. Daher muß im Rahmen dieser Untersuchung auf den Ansatz der EWS zurückgegriffen werden.

Zur Ermittlung der Kraftstoffverbrauchsfaktoren verwenden die EWS Regressionskurven in Abhängigkeit von der mittleren Geschwindigkeit der Fahrmuster basierend auf den Meßergebnissen der Berichte von Hassel e.a. (1994 und 1995). Für die Regressionen wurden die beiden Gruppen von Fahrmustern für Autobahnen (75-135 km/h) und den Außerorts-/Innerortsbereich (32-77 km/h) zusammengefaßt. Aufgrund der starken Streuung der einzelnen Datenpunkte werden nicht alle Werte in gleicher Weise durch die Kurven repräsentiert. Für die hier vorliegende Untersuchung schien es daher erforderlich, eine verbesserte Anpassung im Bereich von 75 bis 85 km/h durch eigene Regressionskurven zu erreichen. Zu diesem Zweck wurde der Funktionsansatz der EWS um einen weiteren Parameter c_3 ergänzt (Gleichung (7-4)).

$$KF_{FG} = \begin{cases} \left(c_0 + c_1 \cdot v^2 + \frac{c_2}{v} + c_3 \cdot v \right) & \text{für } v \geq 50 \text{ km/h} \\ \min \left[c_s, \left(c_0 + c_1 \cdot v^2 + \frac{c_2}{v} + c_3 \cdot v \right) \right] & \text{für } v < 50 \text{ km/h} \end{cases} \quad (7-4)$$

mit KF_{FG} = Kraftstoffverbrauchs faktor in der Warmfahrt
der Fahrzeuggruppe FG bei 0 % Längsneigung
und für das Jahr 1990 [g/(km · Kfz)]

v = mittlere Geschwindigkeit des Fahrmusters [km/h]

c_0, c_1, c_2, c_3 = Parameter der Regression nach Tabelle 7-7

c_s = Kraftstoffverbrauchs faktor
des Stop + Go-Fahrmusters nach EWS (1997) [g/(km · Kfz)]

Fahrzeug- untergruppe	c_0	c_1	c_2	c_3	c_s
Otto-Pkw (PO)	97,7759	0,0092250	243,9521	-1,4108	99,788
Diesel-Pkw (PD)	-22,2953	0,0022729	2581,7817	0,2183	62,730
leichter Lkw (LN)	-178,2026	-0,0017187	7848,6589	2,2301	91,376
sonstiger Lkw (LS)	283,8411	0,0536399	1201,1482	-5,7880	670,775
Lastzug (Z)	139,5313	0,0073857	4767,1229	0,1388	767,863
Bus (B)	502,5062	0,0842438	2313,7284	-10,5968	854,859

Tabelle 7-7: Regressionskoeffizienten zur Berechnung des Kraftstoffverbrauchs in Abhängigkeit von der mittleren Geschwindigkeit

Ziel der Regressionen war eine bessere Anpassung der Kurven an den hier benötigten Geschwindigkeitsbereich. Höhere Geschwindigkeiten konnten für die Regressionsrechnung vernachlässigt werden. Dabei sollte der Kurvenverlauf den Kraftstoffverbrauch auf Autobahnen plausibel beschreiben. Wichtig war in diesem Zusammenhang auch, daß der Kraftstoffverbrauch im Stau höher ist als bei freiem Verkehr, d.h. die Fahrt durch den Stau verursacht zusätzliche Kosten. Daher wurden aus den Außerorts- und Innerortsfahrmustern gezielt solche ausgewählt, die dem Fahrverhalten im Stau auf Autobahnen am nächsten kommen. Die ermittelten Regressionskurven für die Kraftstoffverbräuche in der Warmfahrt in Abhängigkeit von der Geschwindigkeit sind in Abb. 7-5 und Abb. 7-6 graphisch dargestellt.

Der Korrekturfaktor zur Berücksichtigung des Einflusses der Längsneigung und der Minderungsfaktor für den rückläufigen Verbrauch in der Zukunft werden nach den Vorgaben der EWS (1997) verwendet. Dabei wird der Zeitraum 1995 bis 2014 betrachtet.

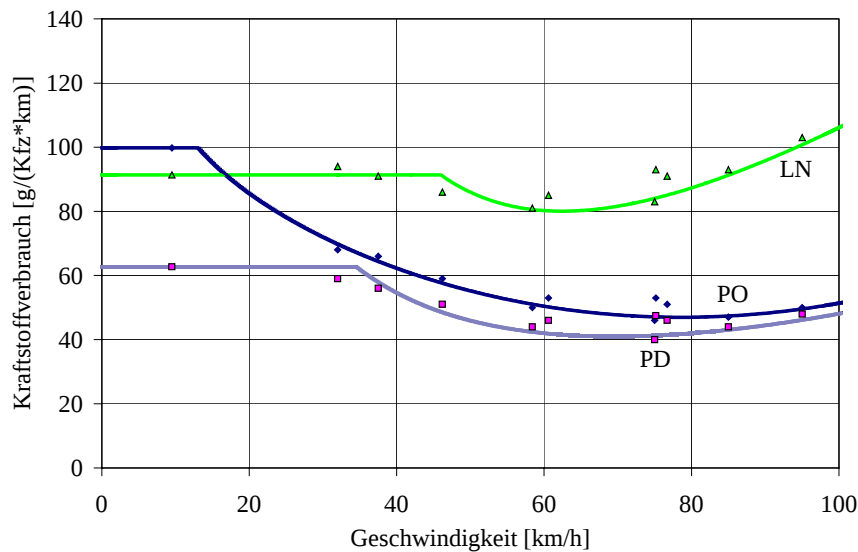


Abb. 7-5:
Kraftstoffverbrauch
der leichten
Fahrzeuggruppen
nach Hassel e.a.
(1994) und eigene
Regression

PO = Otto-Pkw

PD = Diesel-Pkw

LN = leichter Lkw

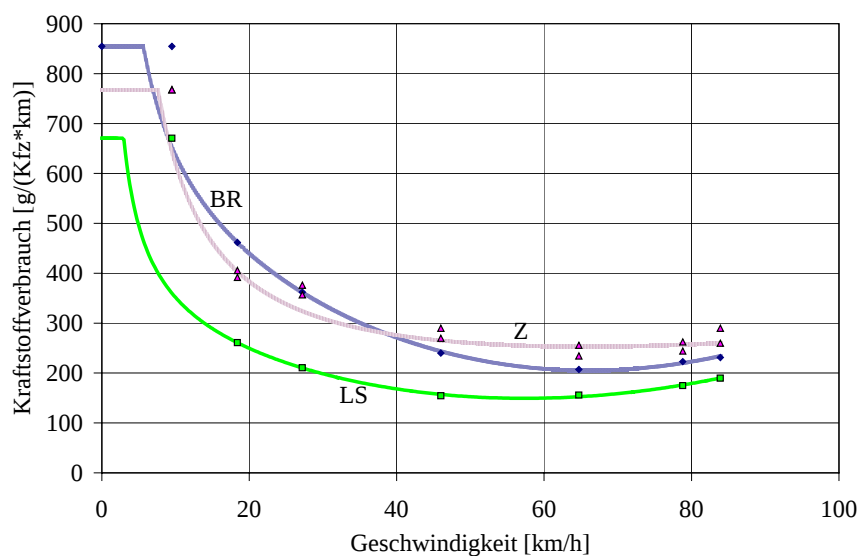


Abb. 7-6:
Kraftstoffverbrauch
der schweren
Nutzfahrzeuge nach
Hassel e.a. (1995)
und eigene
Regression

LS = sonstiger Lkw

Z = Lastzug

BR = Reisebus

Abgesehen vom geschwindigkeitsabhängigen Kraftstoffverbrauch wird für die Stauberechnung auch der **Kraftstoffverbrauch im Leerlauf** benötigt. Wenn z.B. infolge eines Unfalls die Fahrbahn vollständig gesperrt werden muß, kommt es zu einem Stillstand der Fahrzeuge. In dieser Zeit werden viele Fahrzeuge den Motor weiter laufen lassen. Mangels genauerer Erkenntnisse wurde unterstellt, daß alle Nutzfahrzeuge aus technischen Gründen grundsätzlich den Motor anlassen. Für die Pkws wird angenommen, daß bei einem Halt im Stau von mehr als 8 Minuten die Motoren im Mittel nach 4 Minuten abgeschaltet werden.

Zur Ermittlung des Kraftstoffverbrauchs im Leerlauf wurde eine Anfrage an die MAN-Nutzfahrzeuge AG gerichtet. Nach deren Auskunft unterscheiden sich die Leerlaufverbräuche der schweren Nutzfahrzeuge nur geringfügig. Die mittleren Werte bei warmem Motor liegen bei 1,2 bis 1,8 kg/h. Wenn bei Bussen die Klimaanlage in Betrieb ist, erhöhen sich diese Angaben um 3 bis 6 kg/h. Für den Bereich der Personenkraftwagen enthält eine ältere Untersuchung von Hassel e.a. (1987) entsprechende Angaben. Demnach ist für Fahrzeuge mit Ottomotor ein Verbrauch von 828 g/h und für Fahrzeuge mit Dieselmotor von 512 g/h anzunehmen (Baujahre

1978 bis 1985). Auf der Basis dieser Angaben wurden für die Berechnungen die folgenden Werte angesetzt:

Fahrzeuggruppe bzw. Fahrzeuguntergruppe	Leerlaufverbrauch [g/h]
Otto-Pkw (PO)	750
Diesel-Pkw (PD)	500
leichter Lkw (LN)	500
sonstiger Lkw (LS)	1500
Lastzug (Z)	1500
Bus (B)	6000

Tabelle 7-8: Leerlaufverbrauch der Fahrzeuge

7.3.4 Veränderung des Unfallgeschehens

Der Nutzen aus Veränderungen des Unfallgeschehens wird mit Hilfe querschnittsbezogener Unfallkostenraten ermittelt. Diese Vorgehensweise entspricht der Berechnungsanweisung für Straßennetze nach EWS (1997), Abschnitt 6.3.1. Die jährlichen Unfallkosten für den Basisquerschnitt und für den alternativen Querschnitt werden nach der folgenden Gleichung ermittelt:

$$UK_{a,i} = UKR_i \cdot DTV \cdot 365 \cdot LG \quad (7-5)$$

mit $UK_{a,i}$ = Unfallkosten im Jahr a für den Querschnitt i [DM/a]
 UKR_i = Unfallkostenrate des Querschnitts i [DM/(1000 Kfz · km)]
= 12,78 DM/(1000 Kfz · km) für den 26 T und den 33 T
= 21,16 DM/(1000 Kfz · km) für den 26 t und den 33 t
 DTV = durchschnittlicher täglicher Verkehr (Jahresmittelwert)
für beide Fahrtrichtungen [Kfz/24 h]
 LG = Länge des betrachteten Tunnels [km]

Die Unfallkostenraten der Querschnitte stammen aus der Untersuchung der Verkehrssicherheit anhand empirischer Daten in Kapitel 5. Die ermittelten Unfallkennwerte wurden in Tabelle 5-3 zusammengestellt.

7.3.5 Algorithmus der Nutzenermittlung

Nachdem nun alle erforderlichen Berechnungsgrundlagen zur Verfügung stehen, wird nachfolgend der Algorithmus zur Ermittlung des Nutzens dargestellt. Dabei wird eine gleichmäßige Verteilung der Verkehrsbelastung auf die beiden Tunnelröhren unterstellt. Die Berechnung erfolgt für beide Röhren getrennt. Dabei weist die eine Röhre eine positive und die andere eine konstante negative Längsneigung auf. Anschließend werden die Ergebnisse beider Röhren addiert. Es werden zunächst die absoluten jährlichen Kosten der einzelnen Querschnitte

ermittelt. Erst in einem zweiten Schritt werden auch die gewünschten Kostendifferenzen gebildet.

1. Ermittlung der synthetischen Ganglinie der Verkehrsbelastung aus den Stundenfaktoren und dem vorgegebenen DTV-Wert und unter Berücksichtigung des mittleren Güterverkehrsanteils.
2. Vergleich der stündlichen Verkehrsbelastung mit der Kapazität der Vorlaufstrecke. Falls hier eine Überlastung auftritt, bildet sich der Stau in der Vorlaufstrecke. Die Zuflußganglinie zum Tunnel entspricht der Abflußganglinie der Vorlaufstrecke nach einer ggf. erforderlichen Staubehandlung.

3. Staumodell der Arbeitsstellen:

Im Fall von Arbeitsstellen erfolgt die Absicherung der Arbeitsstelle und somit auch die Fahrbahneinschränkung bereits vor dem eigentlichen Tunnel. Hier bilden sich auch die Staus. Mit Hilfe des Staumodells werden die zusätzlichen Zeit- und Betriebskosten infolge der Staus vor der Fahrbahneinschränkung gegenüber der freien Durchfahrt ermittelt. Die Fahrt durch die eigentliche Arbeitsstelle im Tunnel verursacht keine zusätzlichen Kosten, da auch für die Arbeitsstellen eine Geschwindigkeitsbegrenzung auf 80 km/h unterstellt wird. Es werden nur die 3 Wochen des Jahres mit Arbeitsstellen betrachtet (vgl. Abs. 4.4.2). Dieses Modell ist vom Staumodell der Störfälle unabhängig. D.h. Störfälle in Arbeitsstellen werden nicht berücksichtigt.

4. Staumodell Tunnelportal:

Die stündlichen Verkehrsstärken der Ganglinie aus 2. werden mit der Kapazität der Tunnelstrecke verglichen. Im Fall eines Staus werden die zusätzlichen Zeit- und Betriebskosten infolge der Staus vor dem Portal gegenüber der freien Durchfahrt ermittelt. Die Abflußganglinie aus diesem Stau wird für die weitere Verwendung gespeichert.

5. Freier Verkehr im Tunnel:

Mit Hilfe der Ganglinie aus 4. werden die Zeit- und Betriebskosten des ungehinderten Verkehrs im Tunnel ermittelt.

6. Staumodell Störfälle:

Das Modell ermittelt die Erwartungswerte der Parameter infolge möglicher Störfälle entsprechend dem im Fehmarn-Belt-Projekt (Brilon, Lemke, 1997) verwendeten Ansatz. Dies bedeutet, es werden für alle Stunden des Jahres und alle möglichen Störfälle die resultierenden zusätzlichen Zeit- und Betriebskosten gegenüber der freien Durchfahrt ermittelt. Die Erwartungswerte erhält man durch Multiplikation dieser Kosten mit der Wahrscheinlichkeit für den verursachenden Störfall. Dabei wird unterstellt, daß sich alle

Störfälle stets zu Beginn der vollen Stunde ereignen. Die Folgen des Störfalls seien unabhängig vom Ort des Geschehens im Tunnel.

7. Ermittlung der jährlichen Unfallkosten

Grundsätzlich werden alle Staus als voneinander unabhängig behandelt, d.h. sie vereinigen sich nicht. Weiterhin können sich alle Staus stromaufwärts beliebig weit ausdehnen. Dabei treten keine Verkehrsverlagerungen auf alternative Routen auf, wenn z.B. das Stauende eine stromaufwärts liegende Ausfahrt erreicht.

Mit Hilfe der beschriebenen Bearbeitungsschritte werden für alle Tunnelquerschnitte die aus dem Verkehrsablauf resultierenden absoluten jährlichen Kosten berechnet. Die eingesparten jährlichen Kosten, d.h. der Nutzen, durch den Alternativquerschnitt im Vergleich zum Basisquerschnitt ergeben sich aus der Differenz der Kosten:

$$N_a = KV_{a, \text{Alternativquerschnitt}} - KV_{a, \text{Basisquerschnitt}} \quad (7-6)$$

mit N_a = jährl. Nutzen des Alternativquerschnitts [DM/a]

KV_a = Summe aller aus dem Verkehrsablauf resultierenden
jährl. Kosten des jeweiligen Querschnitts [DM/a]

Der Vergleich erfolgt zwischen den beiden 2-streifigen Querschnitten 26 *T* und 26 *t* sowie den 3-streifigen Querschnitten 33 *T* und 33 *t*. Der Sonderquerschnitt 26 *Tr* wird an dieser Stelle nicht berücksichtigt, da eine Schätzung von Unfallraten und Unfallkostenraten aufgrund fehlender empirischer Daten nicht möglich war. Es wird empfohlen, die Entscheidung zwischen dem Querschnitt 26 *t* und 26 *Tr* ausschließlich auf Basis der Betreiberkosten zu fällen. Dabei kann unterstellt werden, daß der 26 *Tr* aus verkehrlicher Sicht in jedem Fall der günstigere Querschnitt ist.

7.3.6 Zusammenstellung des jährlichen Nutzens

Der Ermittlung des jährlichen Nutzens eines Querschnitts mit Standstreifen gegenüber einem Querschnitt ohne Standstreifen erfolgt in Abhängigkeit von den folgenden Kenngrößen:

- Anzahl der Fahrstreifen,
- Tunnellänge,
- mittlere Längsneigung im Tunnel (in ansteigender Richtung, d.h. positiv),
- mittlerer Güterverkehrsanteil,
- durchschnittliche tägliche Verkehrsstärke (DTV) für alle Tage des Jahres.

Die Anzahl der Fahrstreifen wird in der Form berücksichtigt, daß wie bei den Betreiberkosten (vgl. Abs. 7.2.3) für die 2-streifigen und die 3-streifigen Querschnitte getrennte Diagramme erstellt werden. Alle übrigen Parameter sind in einer deutlich größeren Bandbreite zu variieren.

Zur Prüfung des Einflusses der Pannenbuchten sind Tunnellängen von 1050 m mit und ohne Pannenbucht sowie von 1750 m mit 1 bzw. mit 2 Pannenbuchten zu betrachten. Darüber hinaus muß der Nutzen mindestens für die Eckwerte 250 und 2000 m berechnet werden. Die Einbeziehung der Längsneigung erfolgt in Stufen von 1 % ausgehend von 0 % bis 4 %. Der mittlere Güterverkehrsanteil wird in den Stufen 0, 5, 10, 15 und 20 % berücksichtigt. Alle Berechnungen erfolgen zunächst für den Ganglinientyp A nach Absatz 7.3.1 und Tabelle 7-3. Die beiden anderen Ganglinientypen B und C werden im Rahmen der Sensitivitätsanalyse betrachtet (vgl. Abs. 7.5). Alle Ergebnisse gelten für beide Richtungen zusammen.

Im ARS 16/85 wurde seinerzeit eine Darstellung gewählt, bei welcher der Nutzen in Abhängigkeit von der Tunnellänge aufgetragen war. Die DTV-Werte werden durch verschiedene Geraden repräsentiert. In Anlehnung an diese Art der Darstellung ist in Abb. 7-7 der Nutzen aus eingesparten Verkehrskosten für 2 % Längsneigung und 10 % Güterverkehr abgebildet.

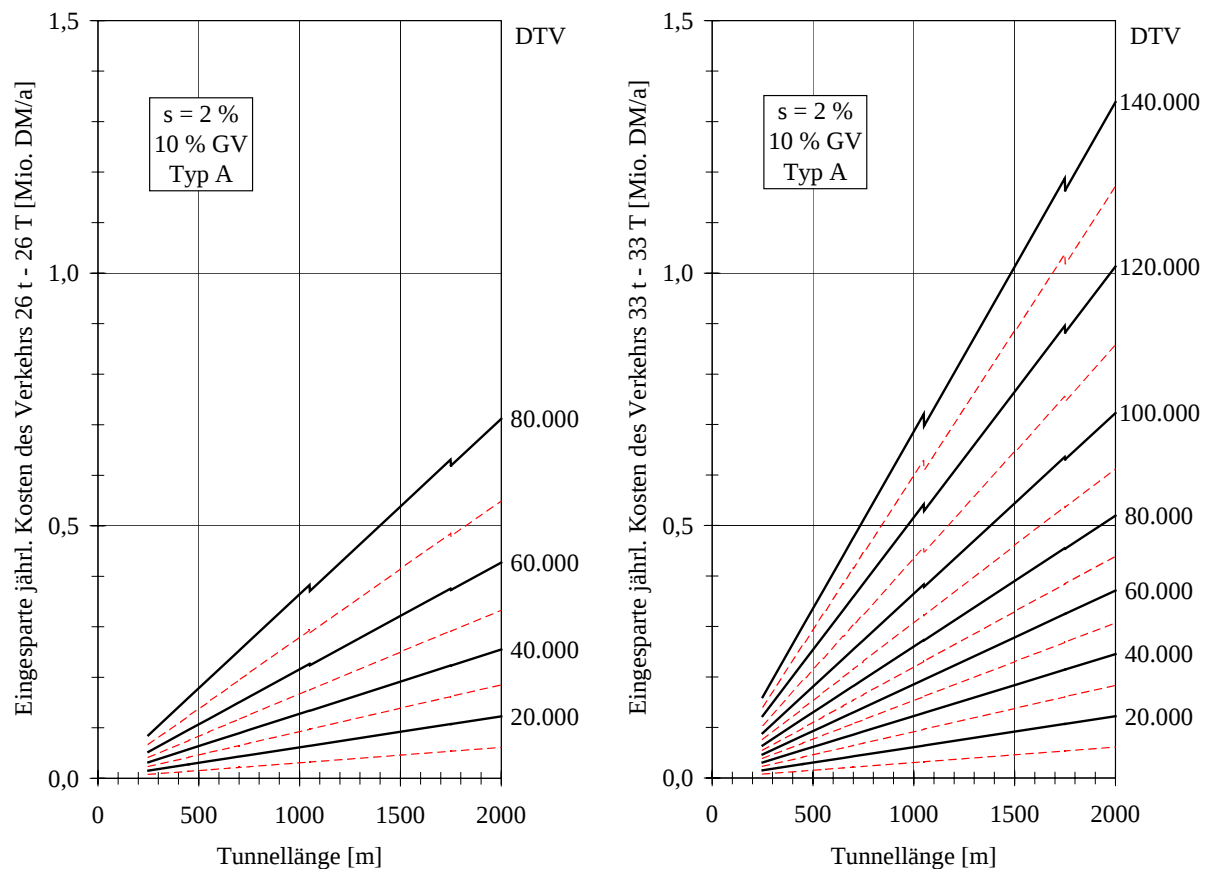


Abb. 7-7: Eingesparte jährl. Kosten des Verkehrs bei 2 % Längsneigung und 10 % Güterverkehr in Abhängigkeit vom DTV

(a) 26 T gegenüber 26 t

(b) 33 T gegenüber 33 t

Für die hier dargestellten Parameter zeigt ein Vergleich mit den Betreiberkosten in Abb. 7-2, daß die eingesparten Kosten für 2-streifige Querschnitte bis zu DTV-Werten von 55.000 Kfz/24 h und für 3-streifige Querschnitte bis zu Werten von 95.000 Kfz/24 h unter den zusätzlichen

Betreiberkosten liegen. Sowohl die jährlichen Kosten als auch der jährliche Nutzen liegen höher als im ARS 16/85 jedoch in der gleichen Größenordnung.

Darüber hinaus ist erkennbar, daß die Pannenbuchten bei niedrigen DTV-Werten praktisch keinen Einfluß auf den Nutzen haben. Erst etwa ab DTV-Werten von 80.000 bzw. 100.000 Kfz/24 h ist ein solcher Einfluß vorhanden. Dieser ist jedoch deutlich geringer als beispielsweise der Einfluß des DTV-Wertes selbst. Abgesehen von den minimalen Sprungstellen durch die Pannenbuchten erscheint der Kurvenverlauf linear.

Bei der gewählten Abstufung der weiteren Einflußparameter müßte man für die 2-streifigen und die 3-streifigen Querschnitte jeweils 25 solcher Diagramme in eine Richtlinie aufnehmen, um alle Kombinationen abzudecken. Daher wurde nachfolgend geprüft, welche Parameter im Vergleich zu den übrigen einen vernachlässigbaren Einfluß auf den Nutzen haben. Zu diesem Zweck wurde zunächst der Nutzen aus Abb. 7-7 längenbezogen dargestellt (Abb. 7-8).

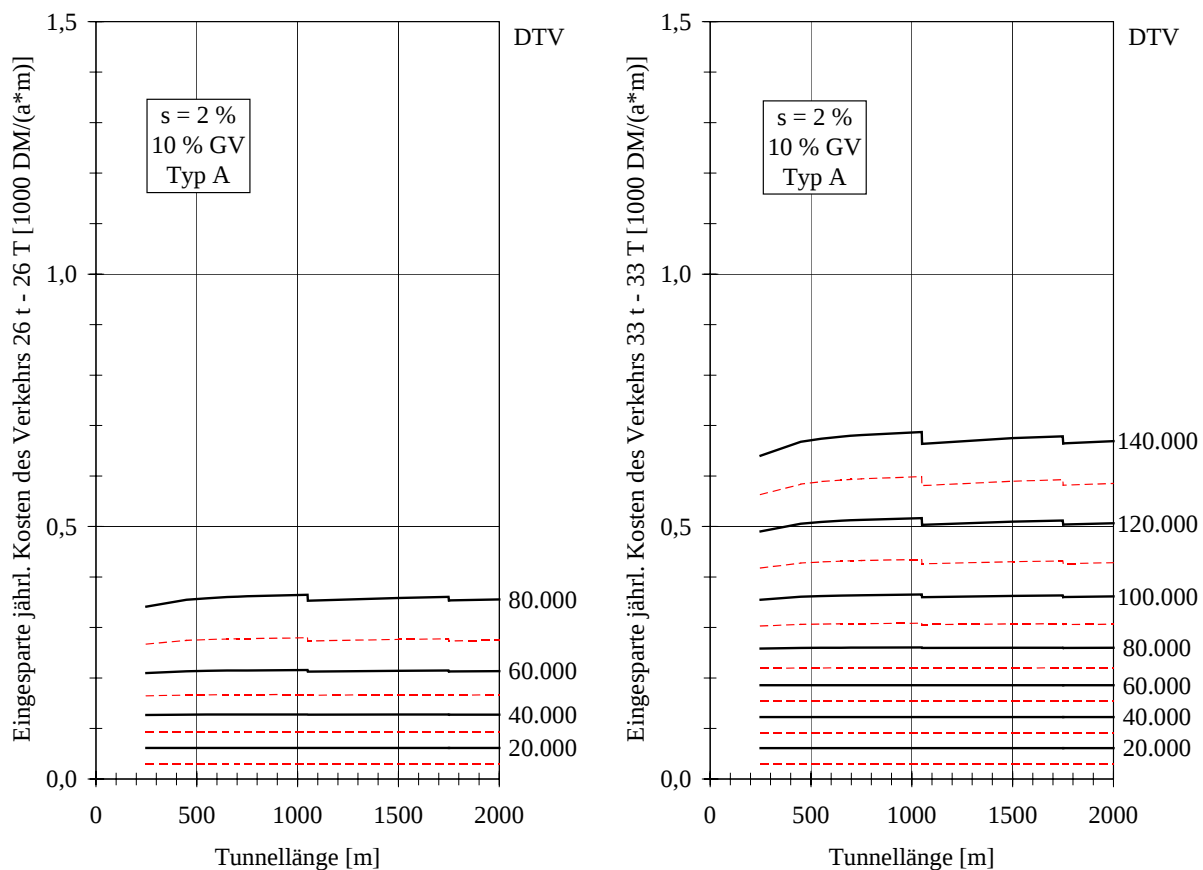


Abb. 7-8: Längenbezogene eingesparte jährl. Kosten des Verkehrs bei 2 % Längsneigung und 10 % Güterverkehr in Abhängigkeit von der Tunnellänge und vom DTV

(a) 26 T gegenüber 26 t

(b) 33 T gegenüber 33 t

Aus der längenbezogenen Darstellung wird deutlich, daß für kleine DTV-Werte die eingesparten Kosten durch den größeren Querschnitt nicht von der Tunnellänge abhängen. Erst für sehr große DTV-Werte, d.h. erst wenn der Nutzen durch die Pannenbuchten beeinflusst wird,

ergibt sich auch eine schwach ausgeprägte Abhängigkeit von der Tunnellänge. Dabei ist zu berücksichtigen, daß zur Schätzung der Ausnutzung der Pannenbuchten ein sehr einfacher, pragmatischer Ansatz ausgewählt wurde, der auf den Daten eines einzelnen Falls beruhte (vgl. Abs. 4.2.2). Angesichts dieser geringen Datenbasis und des vergleichbar geringen Einflusses der Pannenbuchten auf den Nutzen, erscheint es ausreichend, den Einfluß der Tunnellänge auf den spezifischen Nutzen (in $\text{DM}/(\text{a} \cdot \text{m})$) zu vernachlässigen. Für alle weiteren Diagramme wird vereinfachend nur noch die Tunnellänge 2000 m zugrunde gelegt.

Zum Verständnis des Zusammenhangs zwischen dem Nutzen und den DTV-Werten sind in Abb. 7-9 die einzelnen Nutzenkomponenten für den Fall 3 % Längsneigung, 15 % Güterverkehr und 2000 m Tunnellänge exemplarisch dargestellt.

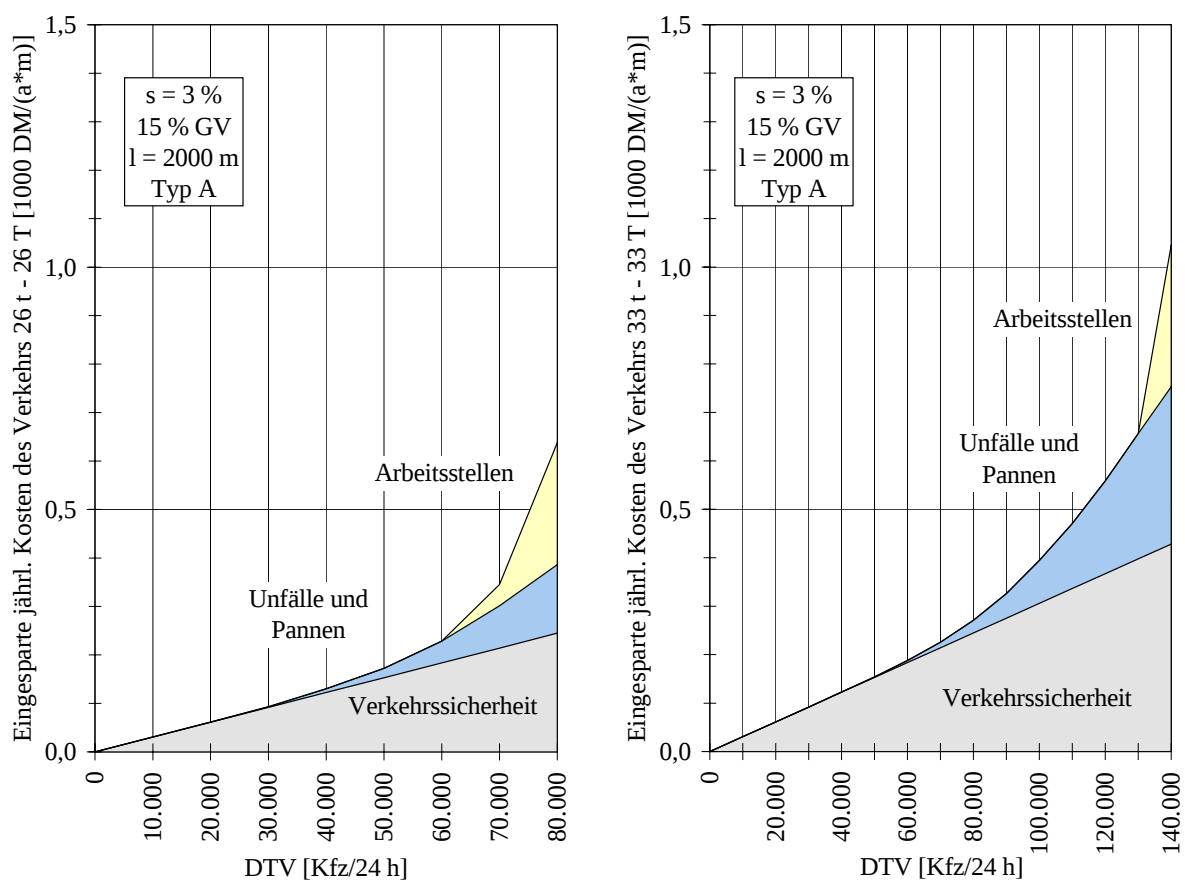


Abb. 7-9: Längenbezogene eingesparte jährl. Kosten des Verkehrs nach Einzelkomponenten bei 3 % Längsneigung und 15 % Güterverkehr in Abhängigkeit vom DTV

(a) 26 T gegenüber 26 t

(b) 33 T gegenüber 33 t

Offensichtlich ergeben sich für niedrige DTV-Werte durch den größeren Querschnitt nur hinsichtlich der Verkehrssicherheit nennenswerte Einsparpotentiale. Hier besteht ein linearer Zusammenhang. Der Einfluß der Störfälle auf den Nutzen setzt erst oberhalb eines bestimmten DTV-Wertes ein und führt dann zu einem überproportionalen Anstieg des Nutzens. Noch ausgeprägter ist der Effekt bei den Arbeitsstellen. Für die gewählten Parameter treten bei den 2-streifigen Querschnitten ab einem DTV von 60.000 Kfz/24 h erstmals Kostendifferenzen

durch Staus an Arbeitsstellen auf, bei den 3-streifigen Querschnitten oberhalb von 130.000 Kfz/24 h. Bei geringeren Längsneigungen und Güterverkehrsanteilen als hier dargestellt, wirken sich die Arbeitsstellen während der Nachtstunden gar nicht auf den Nutzen aus.

Durch den Verzicht auf die Einbeziehung der Tunnellänge sind bei der Bildung der Parameterkombinationen nur noch die Längsneigung, der Güterverkehrsanteil und die DTV-Werte für die beiden Querschnittsvergleiche zu berücksichtigen. Um alle Varianten abzudecken, ist die Verwendung mehrerer Diagramme erforderlich. Es empfiehlt sich die verschiedenen Längsneigungen getrennt darzustellen, da die Trassierung i. d. R. den meisten Zwangspunkten unterliegt. Signifikante Unterschiede zwischen den Berechnungsergebnissen für 0 und 1 % Längsneigung konnten nicht festgestellt werden. Somit sind zur Darstellung aller Parameter jeweils 4 Diagramme anzugeben (0 bis 1 %, 2 %, 3 % und 4 % Längsneigung). Die verschiedenen Güterverkehrsanteile werden auf der Abszisse abgetragen. Die Berücksichtigung der DTV-Werte erfolgt durch unterschiedliche Kurven in den Diagrammen.

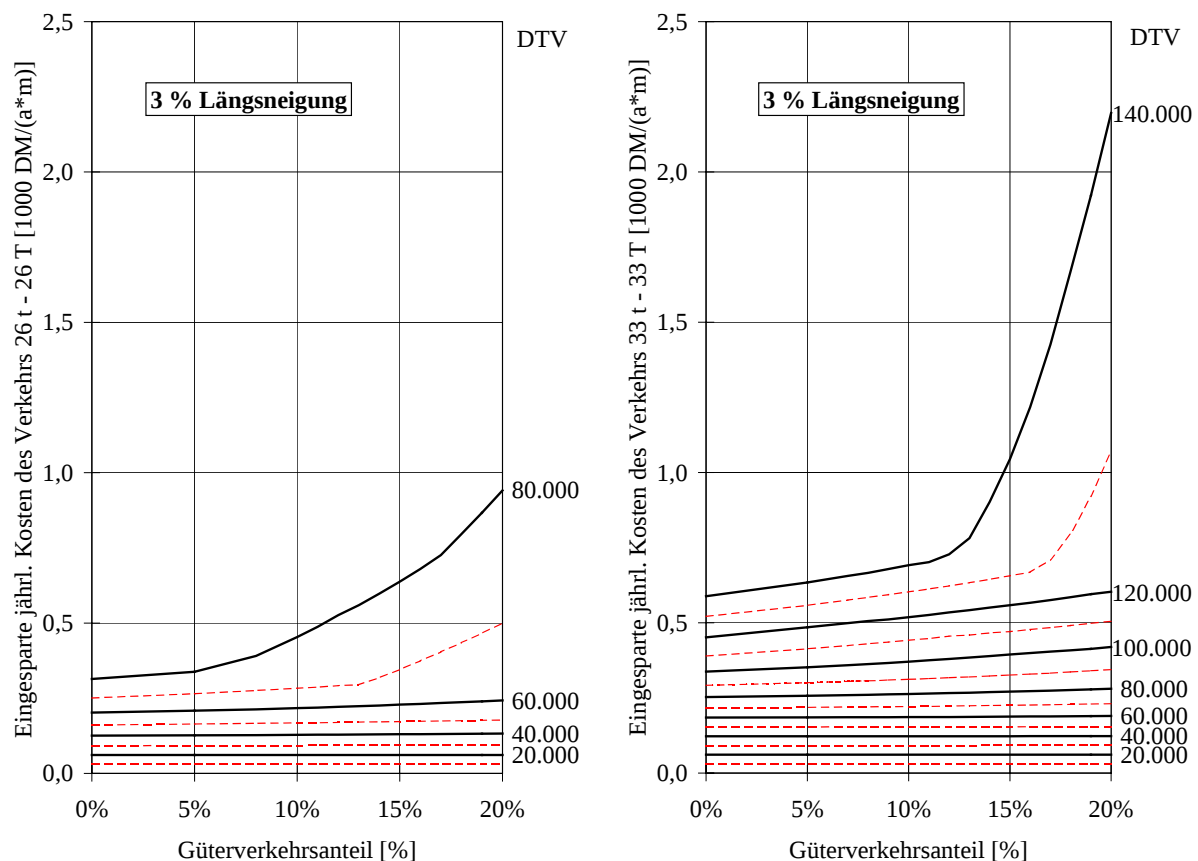


Abb. 7-10: Längenbezogene eingesparte jährl. Kosten des Verkehrs bei 3 % Längsneigung in Abhängigkeit vom DTV

(a) 26 T gegenüber 26 t

(b) 33 T gegenüber 33 t

In Abb. 7-10 sind exemplarisch entsprechende Diagramme für 3 % Längsneigung dargestellt. Eine vollständige Zusammenstellung aller Abbildungen befindet sich in Anhang E: Verfahren für die Auswahl von Straßenquerschnitten in Tunneln.

Ein Vergleich von Abb. 7-10 mit den vorherigen Abbildungen zeigt, daß die Kosteneinspar-effekte sowohl mit steigender Längsneigung als auch mit wachsendem Güterverkehrsanteil zunehmen. Dabei ist ein allmählicher Anstieg des Nutzen innerhalb der Diagramme mit wachsenden Güterverkehrsanteil oder DTV stets auf den Einfluß der Störfälle zurückzuführen. Der konstante Anteil resultiert aus den Einsparungen in der Verkehrssicherheit. Sehr hohe Einsparpotentiale deuten immer daraufhin, daß sich an den Arbeitsstellen während der Nachtstunden Staus bilden. Dies bedeutet, sobald Arbeitsstellen (mit Teilspernung) nicht mehr ohne Stau abgewickelt werden können, ist in vielfach der größere Querschnitt erforderlich.

7.4 Vergleich von Kosten und Nutzen

Das eigentliche Entscheidungskriterium für die Wahl des günstigsten Tunnelquerschnitts ist das Nutzen/Kosten-Verhältnis *NKV*:

$$NKV = \frac{\text{eingesparte jährl. Kosten des Verkehrs je m Tunnel}}{\text{zusätzliche jährl. Betreiberkosten je m Tunnel}} \quad (7-7)$$

Die Entscheidung für den Tunnelquerschnitt mit Standstreifen kann sinnvoll sein, wenn dieses Nutzen/Kosten-Verhältnis Werte größer als 1 annimmt.

Die beiden zueinander ins Verhältnis zu setzenden Nutzen und Kosten können direkt aus den zusammengestellten Diagrammen abgelesen werden. Dabei ist die Vorgehensweise für 2- und 3-streifige Tunnelquerschnitte identisch. Es sind jedoch andere Diagramme zu verwenden. Alle erforderlichen Diagramme sind in Anhang E zusammengestellt. Dieser Anhang enthält einen Vorschlag, wie ein solches Verfahren aussehen könnte, einschließlich zweier Anwendungsbeispiele. Die Vorgehensweise bei der Anwendung des Verfahrens ist dabei folgende:

1. Festlegung der Anzahl der Fahrstreifen im Tunnel:

Für 2-streifige Richtungsfahrbahnen sind die Querschnitte *26 t* und *26 T* bzw. *26 Tr* zu betrachten. Bei 3-streifigen Richtungsfahrbahnen ist eine Entscheidung zwischen den Querschnitten *33 t* und *33 T* zu treffen.

2. Festlegung von Bauverfahren und Schwierigkeitsklasse anhand der beschriebenen Unterteilung (s. Anhang E).

3. Ablesen der zusätzlichen jährlichen Kosten für den Baulastträger aus dem Diagramm für die entsprechende Fahrstreifenanzahl in Abhängigkeit von der geplanten Tunnellänge und dem anzuwendenden Bauverfahren.

4. Auswahl des entsprechenden Diagramms zum Ablesen des Nutzens in Abhängigkeit von der Anzahl der Fahrstreifen und der mittleren Längsneigung der Tunnelstrecke und Ablesen des Nutzens in Abhängigkeit vom mittleren Güterverkehrsanteil der Tunnelstrecke und dem prognostizierten mittleren DTV-Wert für alle Tage des Jahres.

5. Ermittlung des Nutzen/Kosten-Verhältnisses aus den beiden abgelesenen Werten und Entscheidung für die Variante „t“ oder „T“.
6. Falls bei der Anwendung des maschinellen Vortriebs im Lockergestein die Wahl auf den Querschnitt 26 t gefallen sein sollte, ist anhand des entsprechenden Diagramms zu prüfen, ob in Abhängigkeit von der Tunnellänge und der geplanten Anzahl der Pannenbuchten der Querschnitt 26 Tr mit geringeren Kosten verbunden ist.

Unter den getroffenen Annahmen kann generell festgestellt werden, daß für 2-streifige Querschnitte bis zu DTV-Werten von 55.000 Kfz/24 h und für 3-streifige Strecken bis zu DTV-Werten von 95.000 Kfz/24 h die Anlage eines Standstreifens i.d.R. aus volkswirtschaftlicher Sicht nicht sinnvoll ist. Darüber hinaus sind in Abhängigkeit der Vorgaben Entscheidungen für beide Varianten möglich. Das dargestellte Verfahren kann jedoch lediglich als erste Schätzung in einem frühen Planungsstadium dienen. Angesichts der Tragweite der Entscheidung für einen Tunnelquerschnitt sind, insbesondere bei sehr knappen Ergebnissen der Schätzung, Detailuntersuchungen im Einzelfall durchzuführen. Welchen Einflußfaktoren dabei von Bedeutung sind, wird im Rahmen der nachfolgenden Sensitivitätsanalyse beschrieben.

7.5 Beurteilung des Verfahrens und Sensitivitätsanalyse

Zur Ermittlung der gegenübergestellten Kosten und Nutzen war es erforderlich, sinnvolle Annahmen für eine Vielzahl von Eingangsparametern zu treffen. Bei der Behandlung praktischer Anwendungsfälle ergeben sich möglicherweise Randbedingungen, die in diesen allgemeinen Berechnungsansätzen nicht berücksichtigt worden sind. Daher ist es sinnvoll festzustellen, wie sensibel das dargestellte Bewertungsverfahren auf veränderte Eingangsparameter reagiert. Abweichungen von den Vorgaben sind sowohl bei den Kosten als auch beim Nutzen möglich.

7.5.1 Einflüsse auf die Kosten

Die Vielzahl der berücksichtigten Bauverfahren und Schwierigkeitsklassen bei der Ermittlung der Rohbaukosten macht bereits deutlich, welche Schwankungsbreiten hier auftreten können. Die dargestellten Werte stellen Mittelwerte aus zwei Schätzungen dar. Dabei traten Differenzen von rd. 10 % auf, im Einzelfall auch darüber. Insbesondere im Maschinenvortrieb ist z.Z. eine Entwicklung im Gange, deren Auswirkungen auf das Preisgefüge noch nicht abzusehen sind.

Auch die Kosten der betrachteten Ausstattungselemente Beleuchtung und Lüftung sind für das Entscheidungsverfahren nicht unerheblich. Bei den 2-streifigen Querschnitten ist der 26 T auch in der Ausstattung mit höheren Kosten verbunden als der 26 t. Unter diesem Gesichtspunkt sollte eventuell detaillierter geprüft werden, ob der Einfluß der Ausstattung bei den 3-streifigen Querschnitten tatsächlich vernachlässigt werden kann, wie hier unterstellt.

Sollte sich aufgrund örtlicher Besonderheiten die Notwendigkeit ergeben, eine Kostenschätzung im Einzelfall durchzuführen, so können deren Ergebnisse ohne großen Aufwand in das dargestellte Bewertungsverfahren eingebunden werden. Dazu ist lediglich die Abschreibung der Netto-Investitionskosten sowie deren Umrechnung in längenbezogene Kosten erforderlich. Die berechneten Werte können dann das Diagramm zur Schätzung der jährlichen Kosten ersetzen.

7.5.2 Einflüsse auf den Nutzen

Die dargestellte Ermittlung des Nutzens beruht auf außerordentlich vielen Voraussetzungen und Annahmen. Die eigentliche Berechnung ist derart komplex, daß sie nur mit Hilfe eines Computerprogramms möglich war. Aus der Vielzahl der berücksichtigten Parameter ergab sich eine hohe Anzahl zu untersuchender Varianten. Aus allen diesen Gründen ist eine unmittelbare Schätzung der Einflüsse anderer Randbedingungen nicht möglich.

Im Rahmen einer Sensitivitätsanalyse wurden verschiedene, nachfolgend beschriebene Szenarien entwickelt. Deren Auswirkungen auf die Nutzen werden exemplarisch an einen Einzelfall dargestellt (Abb. 7-11). Dabei wurde eine mittlere Längsneigung von 3 %, ein mittlerer Anteil des Güterverkehrs von 15 % und eine Tunnellänge von 2000 m unterstellt. Es handelt sich also um einen Fall mit einer eher überdurchschnittlichen Längsneigung zur besseren Verdeutlichung der Effekte. In Anhang E sind die Ergebnisse aller 4 untersuchten Szenarien für alle Parameter in komprimierter Form einander gegenübergestellt. Dabei wurde eine Darstellung entsprechend Abb. 7-10 verwendet. Die folgenden Einflußfaktoren wurden berücksichtigt:

- Verkehrssicherheit,
- Ganglinie der Verkehrsbelastung,
- Dauer der Störfälle.

Die **Verkehrssicherheit** ist für das Ergebnis des Bewertungsverfahrens eher von untergeordneter Bedeutung. Unter den getroffenen Annahmen ist der größere Querschnitt mit Standstreifen erst dann erforderlich, wenn es zu nennenswerten Stauerscheinungen infolge von Störfällen oder Arbeitsstellen kommt. Auf Basis der Überlegungen in Abs. 5.2 ist allenfalls ein allgemeiner Rückgang des Unfallgeschehens für die Zukunft zu erwarten. Rückläufige Unfallkostenraten könnten daher zu einer geringfügigen Erweiterung des Einsatzgebietes der Querschnitte ohne Standstreifen führen. Eine Prognose von Unfallkennzahlen über einen Zeitraum von 20 Jahren (= Bewertungszeitraum) ist jedoch schwierig. Eine Anpassung des dargestellten Nutzens an veränderte Unfallkostenraten ist auch nachträglich ohne großen Aufwand möglich.

Mit deutlich größeren Schwierigkeiten ist die Berücksichtigung einer anderen **Ganglinie** der Verkehrsbelastung im dargestellten Nutzen verbunden. Wie bereits die Berechnungen im Rahmen des Fehmarn-Belt-Projektes (Brilon, Lemke, 1997) gezeigt haben, ist der Einfluß der Ganglinie auf die Stauerscheinungen ganz erheblich. Daher wurden neben dem bisher nur dargestellten Ganglinientyp A noch zwei weitere Typen B und C definiert (vgl. Abs. 7.3.1). Für

alle 3 Ganglinien wurden die gleichen Stundenfaktoren nach EWS 1997 zugrunde gelegt. Durch die unterstellte unterschiedliche Aufteilung des Verkehrs auf die Fahrtzweckgruppen Normalwerktage, Urlaubswerktage und Sonn- und Feiertage anhand der DTV-Werte ergeben sich jedoch abweichende stündliche Verkehrsstärken. Außerdem ist die chronologische Folge der Verkehrsstärken eine andere.

Der für alle 3 Ganglinien ermittelte Nutzen ist zusammen mit den anderen Szenarien der Sensitivitätsanalyse in Abb. 7-11 dargestellt. Bei den Kosteneinsparungen aus Unfällen und Pannen führen die Ganglinien B und C nicht zu wesentlich anderen Werten als der favorisierte Typ A. Bei den Arbeitsstellen ist der Typ B ungünstiger und der Typ C günstiger als der gewählte Typ A. D.h. je ausgeglichener die Ganglinie desto schwieriger wird es, geeignete Schwachverkehrszeiten für die Durchführung von Arbeiten festzulegen. Als Fazit ist festzustellen, daß der dargestellte Nutzen nur für ausgeglichene Ganglinien ohne ausgeprägte Spitzen aber mit ausreichenden Schwachverkehrszeiten zur Durchführung von Arbeiten Gültigkeit besitzt. Auf Streckenabschnitte mit besonderen Spitzenbelastungen, wie beispielsweise im Urlaubsreiseverkehr, ist der ermittelte Nutzen nicht übertragbar. Hier sollte eine Einzelprüfung unter Berücksichtigung der im Einzelfall prognostizierten Ganglinie erfolgen.

Abschließend soll auch der Einfluß der **Störfälle** auf den Nutzen einer Prüfung unterzogen werden. Dabei lassen sich die Auswirkungen der Häufigkeiten der Störfälle relativ leicht schätzen. In den Berechnungen wurden stets die Erwartungswerte der Parameter ermittelt. D.h. die verkehrlichen Folgen eines Störfalles wurden mit der Wahrscheinlichkeit seines Auftretens multipliziert. Daher sind die Kosten infolge der Störfälle stets proportional zur Häufigkeit der Störfälle. Will man in einer differenzierteren Betrachtungsweise gezielt die Häufigkeiten einzelner Störfälle variieren, so ist jedoch eine erneute Berechnung des Nutzens erforderlich.

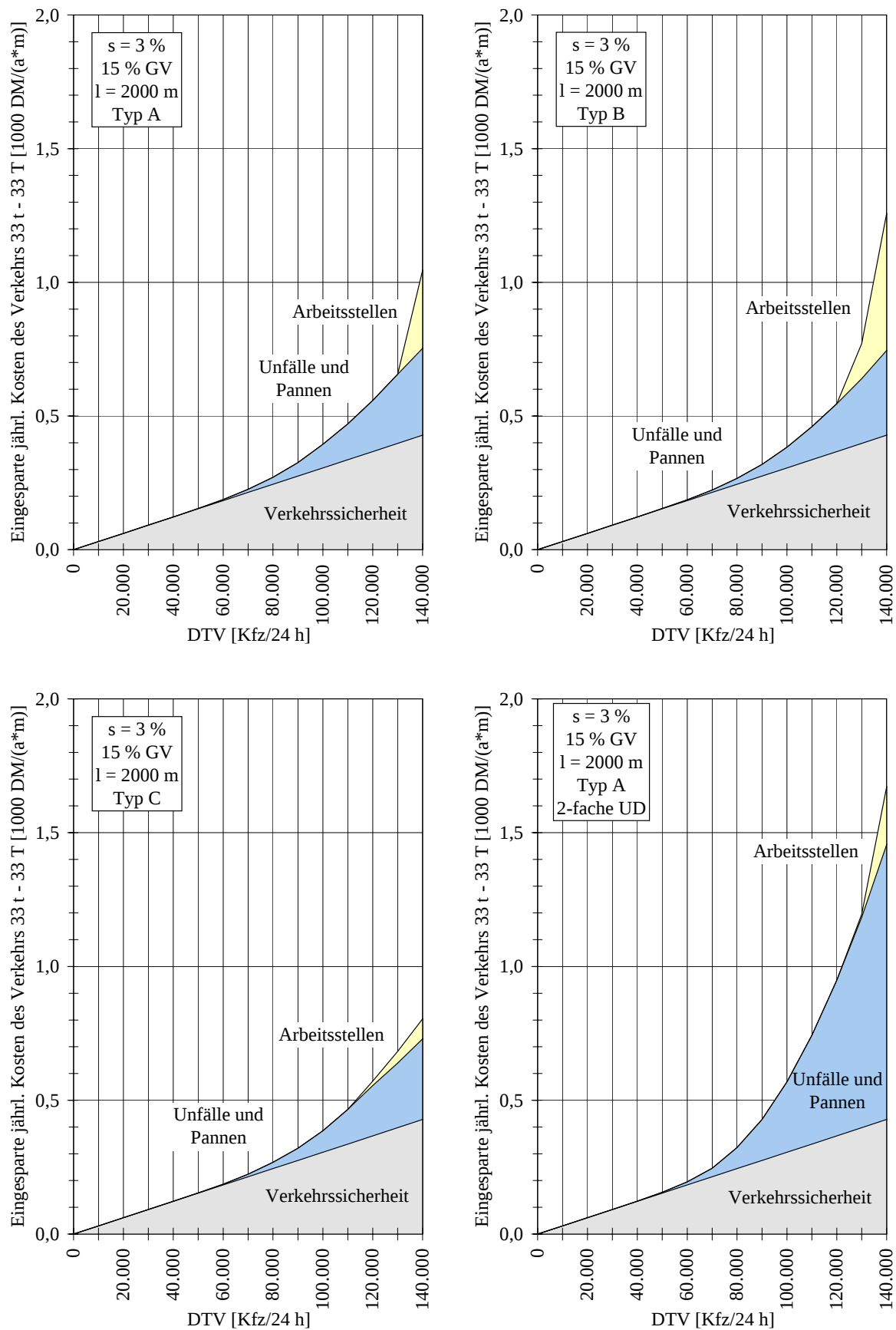


Abb. 7-11: Längenbezogene eingesparte jährl. Kosten des Verkehrs bei 3 % Längsneigung und 15 % Güterverkehr für verschiedene Szenarien in Abhängigkeit vom DTV in 1000 DM/(a*m)

Als letztes Szenario wurde unterstellt, daß der Querschnitt durch die Störfälle (Unfälle und Pannen) 2-mal so lange blockiert wird wie zuvor angenommen. Der resultierenden Nutzen ist mit der Bezeichnung „Typ A, 2-fache UD“ in Abb. 7-11 dargestellt. Diese Annahme führt gegenüber dem gewählten Fall (Typ A) zu einer ganz erheblichen Vergrößerung der Einsparpotentiale hinsichtlich der Kosten von Staus durch Unfälle und Pannen. D.h. eine schnelle Räumung der Fahrbahn nach Störfällen ist für den Verkehrsablauf außerordentlich wichtig. Wenn beispielsweise sehr abgelegene Tunnelstrecken mit langen Anfahrtswegen für die Einsatzkräfte verbunden sind, können die getroffenen Annahmen nicht mehr als realistisch gelten. Eine zutreffende Schätzung der Dauer von Störfällen sowie des Grades der jeweils resultierenden Fahrbahneinschränkung ist eine wichtige Voraussetzung für die Anwendbarkeit des Verfahrens.

7.5.3 Beurteilung des Verfahrens

Zusammenfassend ist festzustellen, daß das vorgeschlagene Bewertungsverfahren nur dann angewendet werden sollte, wenn die zugrunde liegenden Annahmen in zutreffender Weise erfüllt sind. Dies gilt insbesondere für die Betrachtung der Nutzenkomponenten:

- Bei der Berücksichtigung der Unfälle und Pannen wurden vielfältige Annahmen zu Art, Grad der Einschränkung, Häufigkeit und Dauer der Ereignisse getroffen. Dazu lagen nicht in allen Fällen empirische Daten im gewünschten Umfang vor. Dies gilt insbesondere für die Frage der Ausnutzung der Pannenbuchten. Falls zukünftige Untersuchungen genauere Erkenntnisse zu den genannten Fragestellungen liefern sollten, wäre deren Berücksichtigung im Rahmen des Verfahrens wünschenswert. Darüber hinaus hat die Sensitivitätsanalyse gezeigt, daß der Nutzen durch den zusätzlichen Standstreifen in hohem Maße durch die getroffenen Annahmen insbesondere hinsichtlich der Störfalldauer beeinflusst wird. Das Verfahren sollte daher nur angewendet werden, wenn diese Annahmen (z.B. schnelles Erreichen der Störfallstelle) durch Einsatzkräfte gewährleistet werden können.
- Bei den Berechnungen wurde unterstellt, daß Arbeiten im Tunnel grundsätzlich nachts durchgeführt werden. Die Ergebnisse zeigen, daß wenn Staus an Arbeitsstellen auftreten, sie zu derartigen Stauerscheinungen führen, daß der größere Querschnitt mit Standstreifen erforderlich wird. Andersherum kann dies auch bedeuten, daß ein Verzicht auf Arbeiten während der Nacht schon bei geringeren Verkehrsbelastungen einen größeren Querschnitt erfordert. Dieser Aspekt sollte auch nach Fertigstellung des Tunnels von den Straßenbauverwaltungen berücksichtigt werden. Gegebenenfalls sind spezielle Optimierungen unter Berücksichtigung der Mehrkosten für die Nacharbeiten durchzuführen. Dabei kann auch der individuelle Wartungs- und Unterhaltungsaufwand der Tunnel besser einfließen.
- Der dargestellte Nutzen resultiert aus einer eher ausgeglichenen Ganglinie der Verkehrsbelastung, wie sie insbesondere für Ballungsgebiete typisch sind. Es ist von einem ganz erheblichen Einfluß der Ganglinie auf den Nutzen auszugehen. In diesem Sinne sind auch die Stundenfaktoren der EWS 1997 kritisch zu hinterfragen. Ist für die geplante Tunnelstrecke

mit besonderen Spitzenbelastungen zu rechnen, sollte auf jeden Fall eine Einzelprüfung unter Berücksichtigung der individuellen Ganglinie erfolgen.

- Für die Wahl eines Querschnitts im Rahmen des dargestellten Verfahrens werden lediglich Kostendifferenzen und Nutzen betrachtet. Die absoluten Kosten, die durch die Realisierung des Tunnelprojektes entstehen, können diese deutlich übersteigen (vgl. Abb. 7-12). Dies gilt insbesondere, wenn Staus an Arbeitsstellen auftreten. Dieses Bewertungsverfahren kann daher keinesfalls eine übliche Dimensionierung des Querschnitts anhand der Kapazität und der Qualität des Verkehrsablaufs ersetzen. Daraus ergibt sich die erforderliche Anzahl der Fahrstreifen des Querschnitts.

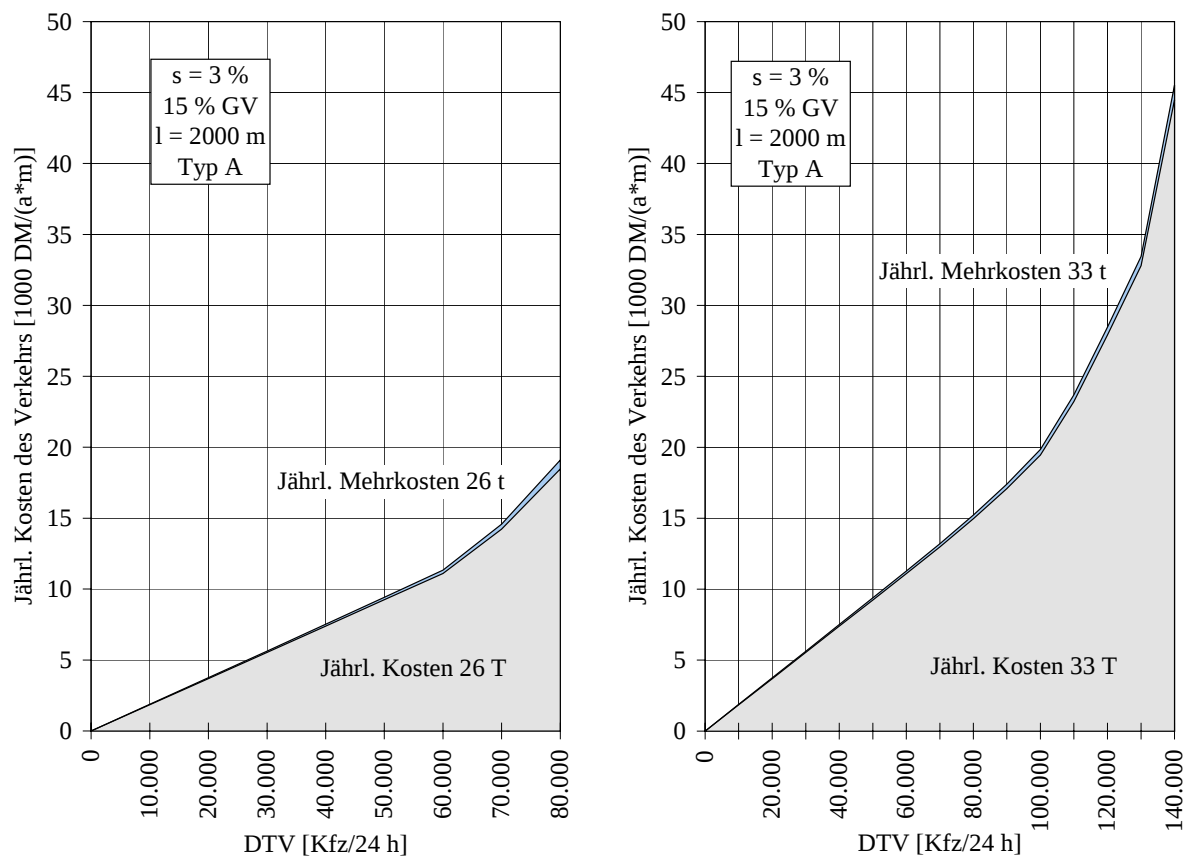


Abb. 7-12: Jährl. absolute Kosten des Verkehrs bei 3 % Längsneigung und 15 % Güterverkehr in Abhängigkeit vom DTV

(a) 26 T gegenüber 26 t

(b) 33 T gegenüber 33 t

8. ZUSAMMENFASSUNG UND ERGEBNIS

Durch die vorliegende Arbeit wurde ein Verfahren entwickelt, mit dessen Hilfe die Wahl des aus volkswirtschaftlicher Sicht günstigsten Tunnelquerschnitts erfolgen kann. Kernpunkt des Entscheidungsverfahrens ist dabei der Vergleich von Tunnelquerschnitten mit und ohne Standstreifen im Zuge mehrstreifiger Richtungsfahrbahnen. Als Basis für die wirtschaftliche Vergleichsrechnung wurden umfangreiche empirische Daten über den Verkehrsablauf, die Verkehrssicherheit und die Baukosten der Tunnel erhoben.

Als Basis für alle weiteren Untersuchungen wurde zunächst eine Tunneldatenbank aufgebaut. Diese enthält alle erforderlichen Daten über in Betrieb befindliche Tunnelstrecken in Deutschland. Als Grundlage für das Bewertungsverfahren war es ebenfalls erforderlich, eine Festlegung der Tunnelquerschnitte zu treffen. In enger Abstimmung mit dem Bundesministerium für Verkehr wurden Regelquerschnitte für zukünftige Tunnelstrecken definiert.

Zur Beschreibung des Verkehrsablaufs in Straßentunneln wurden insgesamt 16 Messungen durchgeführt, je zur Hälfte im Richtungsverkehr und im Gegenverkehr. Durch die Auswahl der Meßstellen konnten nahezu alle wesentlichen Tunnelquerschnitte abgedeckt werden. Lediglich aus dem Bereich der 3-streifigen Richtungsfahrbahnen konnte aufgrund der geringen Anzahl in Betrieb befindlicher Tunnel nur eine Strecke untersucht werden.

Die Ergebnisse der Messungen wurden in Form von q-v-Diagrammen dargestellt. Zur Beschreibung der empirischen Zusammenhänge wurden lineare Modelle im q-v-Diagramm und im k-v-Diagramm durch Regression an die Daten angepaßt. Es zeigte sich, daß der Ablauf des freien Verkehrs im Tunnel vor allem auch aufgrund der vorgeschriebenen Geschwindigkeitsbegrenzungen durch die linearen Ansätze gut beschrieben werden kann. Eine Schätzung der Kapazitäten mit Hilfe der linearen k-v-Beziehung führte jedoch nicht zu plausiblen Ergebnissen. Ein signifikanter Unterschied der Verkehrsabläufe in Tunneln mit und ohne Standstreifen konnte nicht festgestellt werden.

Um ein einheitliches Modell für die Beschreibung des Verkehrsablaufs in den verschiedenen Tunnelstrecken in Abhängigkeit der Einflußparameter Längsneigung, Lkw-Anteil, Tempolimit etc. zu entwickeln, wurde das Verfahren der Varianzanalyse eingesetzt. Auf der Basis der linearen q-v-Beziehung wurden getrennte Modelle für den Richtungs- und den Gegenverkehr im Tunnel ermittelt. Mit Hilfe dieser Modelle ist die Beschreibung des freien und teilgebundenen Verkehrs im Tunnel auf der Basis verschiedener Einflußfaktoren möglich. Die Kapazitäten der Tunnelstrecken wurden aufgrund fehlender empirischer Daten im wesentlichen anhand von Angaben aus der Literatur geschätzt. Ein generell von der freien Strecke abweichendes Fahrverhalten im Tunnel konnte nicht festgestellt werden. In Einzelfällen sind jedoch besondere Verhaltensweisen nicht auszuschließen. Möglicherweise sind die Verkehrsteilnehmer im Tunnel auch eher bereit, bestehende Geschwindigkeitsbegrenzungen zu berücksichtigen.

Aus dem Elbtunnel in Hamburg lagen in ausreichender Zahl Meßdaten aus dem gebundenen Verkehr vor. An diese Daten wurden verschiedene Modelle durch Regression angepaßt. Dabei erwies sich die Potenzfunktion als das am besten geeignete Modell. Ebenfalls an den Daten des Elbtunnels wurde das nicht-lineare Modell im k-v-Diagramm nach van Aerde geeicht. Die resultierenden verkehrlichen Kenngrößen waren wenig plausibel. Daher wurde das Modell als weniger gut geeignet verworfen.

Ein weiterer Teil dieser Arbeit widmete sich dem Verkehrsablauf bei Störfällen. Dazu wurden zunächst die als relevant erachteten Störfälle definiert und beschrieben. Anschließend wurden aus dem vorliegenden empirischen Material sowie aus der Literatur Angaben über Häufigkeit, Dauer und Art der Querschnittseinschränkung durch Störfälle zusammengestellt. Aus diesen Angaben wurden plausible Annahmen über Art und Umfang von Störfällen in den zu untersuchenden Tunnelquerschnitten getroffen. Zur Schätzung der Kapazitäten der Tunnelstrecken einschließlich der Fälle mit Querschnittseinschränkungen wurde das Modell der „Richtlinien zur Baubetriebsplanung auf Bundesautobahnen“ (RBAP 1996) übernommen und erweitert.

Die Beschreibung des Verkehrsablaufs erfolgt für den Fall der Überlastung mit Hilfe eines makroskopischen Staumodells nach der Kontinuumstheorie. Es wurde ein Verfahren in allgemeiner Form entwickelt, mit dessen Hilfe die verkehrlichen Auswirkungen der Staus als Folge von Störfällen quantifiziert werden können.

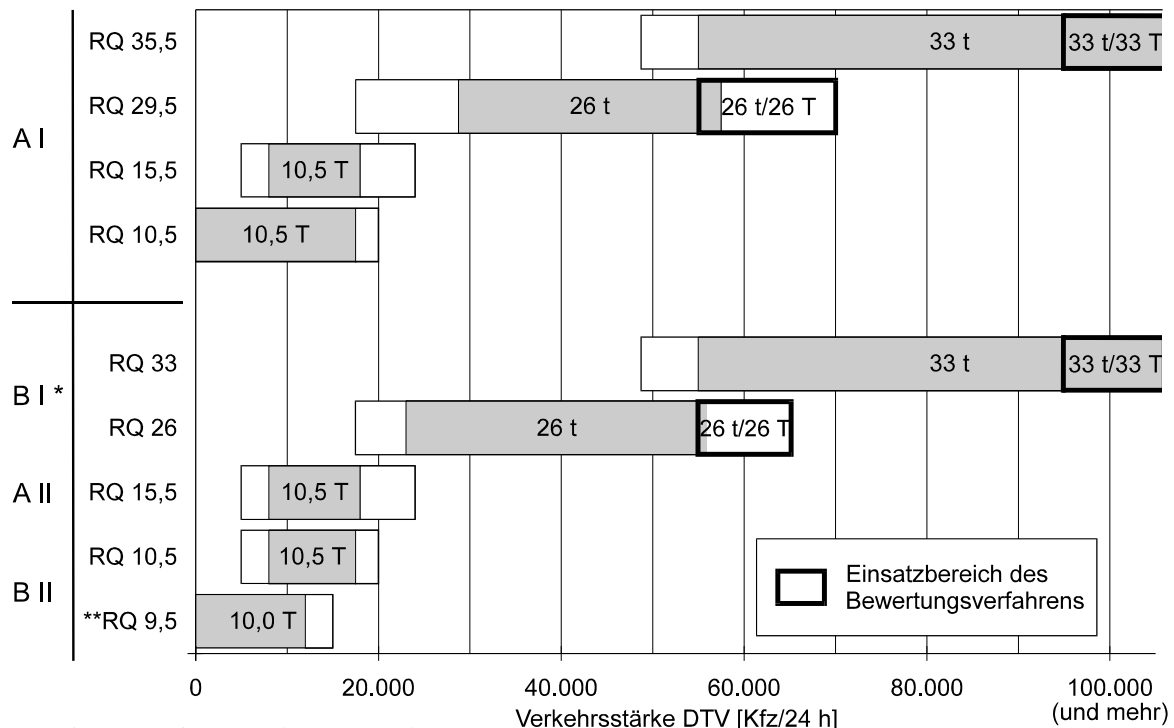
Die Verkehrssicherheit von Straßentunneln wurde auf der Basis einer umfassenden Erhebung der Unfalldaten von rd. 80 Tunnelstrecken beurteilt. Mit Hilfe dieses Materials konnten aktuelle Unfallkenngrößen für verschiedene Tunnelquerschnitte ermittelt werden. Dabei zeigte sich, daß in Tunneln insgesamt weniger Unfälle und Unfälle geringerer Schwere auftreten als auf freien Strecken. Das Unfallgeschehen in Tunneln konnte anhand einer differenzierten Unfalltypen- und Unfallartenbetrachtung beschrieben werden.

Die Ermittlung der Tunnelbaukosten wurde von der „Studiengesellschaft für unterirdische Verkehrsanlagen e.V.“ (STUVA) in Köln übernommen. Dort waren die Tunnelrohbaukosten für Tunnelquerschnitte mit und ohne Standstreifen im Zuge 2- und 3-streifiger Richtungsfahrbahnen ermittelt worden. Dabei wurden verschiedene Bauverfahren und Schwierigkeitsklassen zugrunde gelegt. Des weiteren führte die STUVA eine Schätzung zum Kosteneinfluß der Ausstattung auf die Querschnittswahl durch. Dabei wurden die Kosten für die Anlage und den Betrieb von Beleuchtung und Lüftung berücksichtigt.

Die zuvor durchgeführten empirischen Untersuchungen fanden Eingang in die Entwicklung des eigentlichen Bewertungsverfahrens. Als Entscheidungskriterium wurde das Nutzen/Kosten-Verhältnis verwendet. Die monetäre Bewertung der verkehrlichen Kenngrößen erfolgte in Anlehnung an das Regelwerk für Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen (EWS 1997). Die Beschreibung des Verkehrsablaufs wurde entsprechend den Erfordernissen des Bewertungsverfahrens modifiziert. Dies gilt insbesondere für die Schätzung der volkswirtschaftlichen Kosten von Stauerscheinungen nach dem zuvor entwickelten Staumodell.

Abschließend konnte ein Vorschlag für ein Verfahren zur Ermittlung des wirtschaftlich günstigsten Tunnelquerschnitts vorgelegt werden (Anhang E). Dieser Vorschlag enthält alle erforderlichen Diagramme für die Anwendung des Verfahrens. Die zusätzlichen jährlichen Kosten des Querschnitts mit Standstreifen gegenüber dem Querschnitt ohne Standstreifen für den Baulastträger können den entsprechenden eingesparten Kosten des Verkehrs gegenübergestellt werden. Dabei werden aus baulicher Sicht verschiedene Tunnellängen, Bauverfahren und Schwierigkeitsklassen berücksichtigt. Aus verkehrlicher Sicht gehen die mittlere Längsneigung, der durchschnittliche tägliche Verkehr und der mittlere Güterverkehrsanteil ein. Mit Hilfe dieses Verfahrens ist für durchschnittliche Verhältnisse in einem frühen Planungsstadium die Wahl eines Tunnelquerschnitts möglich, der aus einer volkswirtschaftlichen Betrachtungsweise heraus als günstige Lösung anzusehen ist.

Kategorien



* : im Einzelfall auch RQ 29,5 oder RQ 35,5

** RQ 9,5 : Schwerverkehrsbelastung maximal 300 Fz/24 h

unkel grau = immer geeignet

hell grau = Einsatz in besonderen Fällen (vgl. RAS-Q 96)

d

Abb. 8-1: Einsatzbereiche der Regelquerschnitte im Tunnel in Abhängigkeit von der Straßenkategorie und dem Querschnitt der freien Strecke sowie Anwendungsbereiche des Bewertungsverfahrens (nach Bild 5, RAS-Q 96)

Abb. 8-1 zeigt die Einsatzbereiche der Tunnelquerschnitte und des Bewertungsverfahrens. Die dunklen Bereiche geben an, daß für die angegebene Belastung der Querschnitt der freien Strecke immer geeignet ist. Die hellen Bereiche kennzeichnen eine mögliche Anwendung des Querschnitts in besonderen Fällen (vgl. RAS-Q 96). Die in Betracht kommenden Tunnelquerschnitte sind in die Balken eingetragen. D.h. Voraussetzung für die Wahl eines Tunnelquerschnitts ist die Kenntnis des Querschnitts der freien Strecke.

An 1-bahnigen Außerortsstraßen mit den Querschnitten RQ 10,5 oder RQ 15,5 kommt prinzipiell der Tunnelquerschnitt *10,5 T* zum Einsatz. Im Fall mehrstreifiger Richtungsfahrbahnen besteht im Tunnel die Wahl zwischen dem Querschnitt ohne Standstreifen *26 t* oder *33 t* und dem Querschnitt mit Standstreifen *26 T* oder *33 T*. Die Berechnungen zeigen, daß unter den getroffenen Annahmen bei 2-streifigen Querschnitten bis zu einer Belastung von 55.000 Kfz pro Tag und bei 3-streifigen Querschnitten bis zu 95.000 Kfz pro Tag generell kein Standstreifen erforderlich ist. Bei höheren Belastungen ist das vorgestellte Bewertungsverfahren einzusetzen, um im Einzelfall den günstigeren Querschnitt zu ermitteln (vgl. dick umrandete Kästchen in Abb. 8-1).

Die Anwendung des Verfahrens besteht im Regelfall darin, die Kosten und den Nutzen des größeren Querschnitts mit Standstreifen im Vergleich zum kleineren Querschnitt ohne Standstreifen aus den Diagrammen abzugreifen und einander gegenüberzustellen. Die Kosten und der Nutzen sind bewußt nur grafisch dargestellt und nicht tabelliert, um dem Anwender keine Genauigkeit zu suggerieren, die das Verfahren nicht leisten kann. Vielmehr sollte sich der Anwender darüber im klaren sein, daß es sich hier um ein überschlägiges Verfahren für den Einsatz in einem frühen Planungsstadium handelt, für dessen Erstellung eine Vielzahl von Annahmen erforderlich war. Es kann daher eine umfassende Bewertung verschiedener Planungsalternativen zu einem späteren Zeitpunkt (z.B. nach Vorliegen detaillierter Planungen und Kostenschätzungen für ein konkretes Projekt) keinesfalls ersetzen.

9. LITERATUR

9.1 Regelwerke

Bundesministerium für Verkehr (Hrsg.) (1985):

Allgemeines Rundschreiben Straßenbau (ARS) Nr. 16/1985 („Straßenquerschnitte in Tunneln“) vom 11. Oktober 1985.

Bundesministerium für Verkehr (Hrsg.) (1994):

Allgemeines Rundschreiben Straßenbau (ARS) Nr. 18/1994 („Richtlinien für Ausstattung und den Betrieb von Straßentunneln (RABT)“) vom 13. Juni 1994.

Bundesministerium für Verkehr (Hrsg.) (1996):

Allgemeines Rundschreiben Straßenbau (ARS) Nr. 16/1996 („Bauarbeiten an Betriebsstrecken der Bundesautobahnen; Richtlinien zur Baubetriebsplanung auf Bundesautobahnen (RBAP)“) vom 30. Mai 1996.

Bundesministerium für Verkehr (Hrsg.) (1996):

Allgemeines Rundschreiben Straßenbau (ARS) Nr. 28/1996 („Richtlinien für die Anlage von Straßen, Teil: Querschnitte (RAS-Q)“) vom 15. August 1996.

Bundesministerium für Verkehr (Hrsg.) (1997):

Allgemeines Rundschreiben Straßenbau (ARS) Nr. 14/1997 („Richtlinien für Ausstattung und den Betrieb von Straßentunneln (RABT) - Lüftung“) vom 7. April 1997.

Bundesministerium für Verkehr (Hrsg.) (1998):

Anweisung Straßeninformationsbank (ASB), Teilsystem Bauwerksdaten. Verkehrsblatt-Verlag, 1998.

Bundesministerium für wirtschaftliche Angelegenheiten (Hrsg.) (1994):

RVS 9.232, Projektierungsrichtlinien (Teil 9), Bauliche Gestaltung (Teil 9.23), Tunnelquerschnitt. In Zusammenarbeit mit der Forschungsgesellschaft für das Verkehrs- und Straßenwesen, Wien, 1994.

Bundesministerium für wirtschaftliche Angelegenheiten (Hrsg.) (1992):

RVS 5.27, Straßenausrüstung (Teil 5), Vertikale Leiteinrichtungen, Kennzeichnung und Sicherung von Arbeitsstellen. In Zusammenarbeit mit der Forschungsgesellschaft für das Verkehrs- und Straßenwesen, Wien, 1992.

CETU (Hrsg.) (1990):

Dossier Pilote des Tunnels, document n° 2 - Géométrie. Ministère de l'Équipement, du Logement, des Transports et de la Mer. Direction des Routes. Centre d'Études des Tunnels (CETU), 1990.

Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V. (DGGT) (Hrsg.) (1995):

Empfehlungen des Arbeitskreises „Tunnelbau“ (ETB). Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1995.

Deutsches Institut für Normung (Hrsg.) (1983):

DIN 1076: Ingenieurbauwerke im Zuge von Straßen und Wegen, Überwachung und Prüfung. Berlin, März 1983.

Deutsches Institut für Normung (Hrsg.) (1983):

Entwurf DIN 67524 Teil 1: Beleuchtung von Straßentunneln und Unterführungen. Berlin, April 1984.

Deutsches Institut für Normung (Hrsg.) (1992):

DIN 67524 Teil 2: Beleuchtung von Straßentunneln und Unterführungen, Berechnung und Messung. Berlin, August 1992.

Deutsches Institut für Normung (Hrsg.) (1992):

DIN 18 312: Untertagebauarbeiten. VOB Verdingungsordnung für Bauleistungen, Teil C: Allgemeine Technische Vertragsbedingungen für Bauleistungen. Köln, 1992.

FGSV (Hrsg.) (1982):

Richtlinien für die Anlage von Straßen (RAS); Teil: Querschnitte (RAS-Q). Ausgabe 1982.

FGSV (Hrsg.) (1986):

Richtlinien für die Anlage von Straßen (RAS), Teil: Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen (RAS-W). Ausgabe 1986.

FGSV (Hrsg.) (1987):

Kommentar zu den Richtlinien für die Anlage von Straßen, Teil: Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen (RAS-W 1986). Ausgabe 1987.

FGSV (Hrsg.) (1988):

Richtlinien für die Anlage von Straßen, Teil: Leitfaden für die funktionale Gliederung des Straßennetzes (RAS-N). Ausgabe 1988.

FGSV (Hrsg.) (1989):

Richtlinien für passive Schutzeinrichtungen an Straßen (RPS). Ausgabe 1989.

FGSV (Hrsg.) (1994):

Richtlinien für die Ausstattung und den Betrieb von Straßentunneln (RABT). Ausgabe 1994.

FGSV (Hrsg.) (1995):

Richtlinien für die Anlage von Straßen (RAS), Teil: Linienführung (RAS-L). Ausgabe 1995.

FGSV (Hrsg.) (1995):

Richtlinien für die Sicherung von Arbeitsstellen an Straßen (RSA). Ausgabe 1995.

FGSV (Hrsg.) (1996):

Richtlinien für die Anlage von Straßen (RAS); Teil: Querschnitte (RAS-Q 96). Ausgabe 1996.

FGSV (Hrsg.) (1997):

Empfehlungen für Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen an Straßen (EWS), Aktualisierung der RAS-W 86 - Entwurf. Ausgabe 1997.

FGSV (Hrsg.) (1997):

Kommentar zum Entwurf Empfehlungen für Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen an Straßen (EWS), Aktualisierung der RAS-W 86. Ausgabe 1997.

FGSV (Hrsg.) (1991):

Hinweise zur Methodik der Untersuchung von Straßenverkehrsunfällen. Ausgabe 1991.

FGSV (Hrsg.) (1997):

Hinweise für die Planung von Verkehrsbeeinflussungseinrichtungen für Straßentunnel. Ausgabe 1997.

FGSV (Hrsg.) (1998):

Merkblatt für die Auswertung von Straßenverkehrsunfällen. Teil 1: Führen und Auswerten von Unfalltypen - Steckkarten. Ausgabe 1998.

Schönborn, H. D.; Schulte, W. (1995):

RSA Handbuch, Sicherung von Arbeitsstellen an Straßen, Band 1: RSA mit Kommentar. Kirschbaum Verlag, 1995.

9.2 Tunnelspezifische Literatur

Alepin, J. (1982):

Development of Tunnel Operations and Preventive Maintenance in Quebec. Transportation Research Record 883, TRB, National Research Council, Washington. D.C., 1982.

Angerer, K.; Mikura, E.; Kühtreiber, O. (1985):

Dokumentation österreichischer Straßentunnelbauten. Schriftenreihe „Straßenforschung“ des Bundesministeriums für Bauten und Technik, Heft 260, Wien, 1985.

Angerer, K.; Mikura, E. (1995):

Dokumentation österreichischer Straßentunnelbauten. Schriftenreihe „Straßenforschung“ des Bundesministeriums für wirtschaftliche Angelegenheiten, Heft 431, Wien, 1995.

Baltzer, W. (1984):

Untersuchung des Einflusses der räumlichen Gestaltung und der Störfälle zur Bestimmung eines Querschnitts von Richtungsverkehrstunneln. Dissertation, Fakultät für Bauwesen, RWTH Aachen, 1984.

Baltzer, W. (1984):

Verkehrsablauf und Querschnittsgestaltung in Straßentunneln. Mitteilung Nr. 12 des Lehrstuhls und Instituts für Straßenwesen, Erd- und Tunnelbau. RWTH Aachen, 1984.

Baltzer, W. (1998):

Betriebstechnik in Straßentunneln. Straßenverkehrstechnik, Heft 12, S. 650 - 655, 1998.

BAST (Hrsg.) (1996):

German-Japanese Workshop on Intelligent Transport Systems, Highway Traffic Safety and Tunnel Safety. Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen, Verkehrstechnik, Heft V 31, Bergisch Gladbach, 1996.

Bender, K.; Ressler, G. (1990):

PKW-Tunnel in bebauten Bereichen. Planungs- und Entwurfsmerkmale. Schlußbericht zum Forschungsprojekt FP-Nr. 77 241/88 des Bundesministers für Verkehr. Ludwigsburg, 1990.

Blennemann, F. (1990):

Gibraltar Road Tunnel - Motorist Behaviour in Long Road Tunnels. Gutachten im Auftrag von SECEGSA, 1990.

Brambilla, L.; Lemaire, F.; Versavel, J. (1996):

Automatisierte Überwachung und Betriebssteuerung in Straßentunneln. Tunnel, Heft 8, S. 16 - 22, 1996.

Breßler, A.; Blenkers, T. (1996):

Leistungsfähigkeit einer einstreifigen Verkehrsführung im Tunnel. Studienarbeit am Lehrstuhl für Verkehrswesen, Ruhr-Universität Bochum, 1996.

Brilon, W.; Lemke, K. (1997):

Fehmarn-Belt-Querung - Szenarische Leistungsfähigkeitsbetrachtung für einen Tunnel. Schlußbericht zum Forschungsauftrag FE-Nr. 02.163/1995/FR im Auftrag des Bundesministers für Verkehr. Lehrstuhl für Verkehrswesen, Ruhr-Universität Bochum, 1997.

Brilon, W.; Lemke, K. (1999):

Straßenquerschnitte in Tunneln. Schlußbericht zum Forschungsauftrag FE-Nr. 02.163/1995/FR im Auftrag des Bundesministers für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen. Lehrstuhl für Verkehrswesen, Ruhr-Universität Bochum, 1997.

Chin, H. C.; May, A. (1991):

Examination of the Speed-Flow Relationship at the Caldecott Tunnel. Transportation Research Record 1320, TRB, National Research Council. Washington. D. C., 1991.

Edie, L. C.; Foote, R. S. (1958):

Traffic Flow in Tunnels. Proceedings Highway Research Board, Vol. 37, 1958.

Edie, L. C. (1960):

Effect of Shock Waves on Tunnel Traffic Flow. Proceedings Highway Research Board, Vol. 39, 1960.

FGSV (Hrsg.) (1980):

Analyse der Steuerungsanlagen in Straßentunneln. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Arbeitsgruppe Verkehrsführung und Verkehrssicherheit, Köln 1980.

FGSV (Hrsg.) (1988):

Dokumentation von Straßentunneln, Teil 1: Zusammenstellung der Tunneldaten; Teil 2: Auswertung der Tunneldaten. Ausgabe 1988.

FGSV (Hrsg.) (1996):

Dokumentation von Straßentunneln in Deutschland. Ausgabe 1996.

Gerlach, J. (1996):

Ein- oder Zwei - Röhren - Tunnel? Straßenverkehrstechnik, Heft 3, S. 113 - 123, 1996.

Gotthard Betriebskommission (Hrsg.) (1997):

Bericht und Betriebsstatistik Gotthard Strassentunnel - Jahresbericht 1996. Mai 1997.

Haack, A. (1991):

Tunnelbauprognose 2000. Tunnel, Heft 2, S. 50 - 51, 1991.

Haack, A. (1996):

Brandschutz in Verkehrstunneln - zwei bemerkenswerte Tagungen. Tunnel, Heft 2, S. 52 - 58, 1996.

Hahn, R.; Schröder, G. (1991):

Straßentunnel Rendsburg - Nachrüstung des baulichen Brandschutzes. Tunnel, Heft 5, S. 234 - 242, 1991.

Hanreich, G.; Lukaschek, H.; Schrefel, J.; Hopferwieser, W. (1986):

Einfluß der Tunnelbeleuchtung auf die Verkehrssicherheit Schriftenreihe. „Straßenforschung“ des Bundesministeriums für Bauten und Technik, Heft 304, Wien, 1995.

Herzke, K. (1994):

Straßentunnel Bremen-Hemelingen, Verkehrsstörungen, Ein-Röhren-Tunnel/Zwei-Röhren-Tunnel. Wedel, 1994.

Herzke, K.; Schröder, C. F. J. (1991):

Erhaltungsbedarf bei Straßentunneln. Tunnel, Heft 4, S. 161 - 164, 1991.

Herzke, K.; Steen, G. (1978):

Der Betrieb des neuen Hamburger Elbtunnels - ein erster Erfahrungsbericht. Straßenverkehrstechnik, Heft 5, S. 141 - 147, 1978.

Hörhan, R. (1995):

Sind Österreichs Straßentunnel sicher? In „Angst im Tunnel“, Tagungsband zur Enquete. Forschungsgesellschaft für das Verkehrs- und Straßenwesen, Wien, 1995.

Hotop, R.; Burger, W. (1983):

Untersuchung des Verkehrsablaufes im Bereich des Hamburger Elbtunnels. Schriftenreihe Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 384. Bonn, 1983.

IGS Ingenieurgesellschaft Stolz mbH (Hrsg.) (1994):

Bremer Osten, Verkehrsentslastung der Wohngebiete in Hemelingen, Kosten-Nutzen-Analyse. Gutachten im Auftrag der Freien Hansestadt Bremen. Kaarst, 1994.

Kayser, H. J.; Baltzer, W. (1982):

Befolgung von Verkehrsbeeinflussungsanlagen in Tunneln in Abhängigkeit von der Ausstattung. Schriftenreihe Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 372. Bonn, 1982.

Kayser, H. J.; Baltzer, W.; Leven, W. (1985):

Zulässigkeit und Einsatzkriterien von Ein- und Ausfahrten in Tunneln. Mitteilung Nr. 13, Lehrstuhl und Institut für Straßenwesen, Erd- und Tunnelbau, RWTH Aachen 1985.

Klawe, N.; Zimmermann, K. (1981):

Straßenquerschnitte für Tunnel, Baulastträgerkosten im Rahmen verkehrswirtschaftlicher Untersuchungen - Ermittlung der Tunnelbaukosten. Schlußbericht zum Forschungsauftrag im Auftrag des Bundesministers für Verkehr. Studiengesellschaft für unterirdische Verkehrsanlagen e.V. - STUVA -. Köln, 1981.

Kölkebeck, G.; Naumann, J. (1992):

Straßentunnel in Deutschland. Tunnel, Heft 5, S. 224 - 228, 1992.

Kölkebeck, G.; Luckmann, J. (1994):

Fortschreibung der Richtlinien für die Ausstattung und den Betrieb von Straßentunneln (RABT). Straße und Autobahn, Heft 9, S. 516 - 518, 1994.

Koshi, M. (1985):

Traffic Flow Phenomena in Expressway Tunnels. IATSS Research, Vol. 9, S. 50 - 56. International Association of Traffic and Safety Sciences, Tokyo 1985.

Koshi, M.; Kuwahara, M.; Akahane, H. (1992):

Capacity of Sags and Tunnels on Japanese Motorways. ITE Journal, S. 17 - 22, Mai 1992.

Levinson, H.S.; Golenberg, M.; Howard, J. (1985):

Callahan Tunnel Capacity Management. Transportation Research Record 1005, TRB, National Research Council, Washington. D.C., 1985.

Oestenstad, G. (1995):

Encountering Long Road Tunnels: Opinion Polls Among Car Drivers. PIARC, Ref. 20.52.E INDIVIDUAL PAPERS (Committees and Working Groups) XXth World Road Congress, Montreal, 1995.

Pacher, F. (1985):

Kostenanalyse für den Tunnelquerschnitt im Hinblick auf mögliche Kosteneinsparungen und im Hinblick auf die Auswirkungen einer Erweiterung oder Einengung der Regelfahrbahnbreite von 7,50 Meter. Schriftenreihe „Straßenforschung“ des Bundesministeriums für Bauten und Technik, Heft 273, Wien, 1985.

Pasderski, U.; Schill, V. (1990):

Simulatorversuche zum Verhalten von Kraftfahrern beim Einfahren in Straßentunnel. Mitteilung Nr. 33, Lehrstuhl und Institut für Straßenwesen, Erd- und Tunnelbau, RWTH Aachen und Daimler-Benz AG, 1990.

PIARC Technical committee of road tunnels (Hrsg.) (1983)

Permanent international association of road congresses: Bulletin No. 249. II. Paris, 1983.

PIARC Committee on road tunnels (Hrsg.) (1995):

Road Safety in Tunnels. Ref. 05.04.B, Working Group on Traffic and Geometry, XXth World Road Congress, Montreal, 1995.

Romana, M. G. (1997):

Apuntes de túneles de carreteras. Vorlesungsumdruck. Universidad Politécnica, Madrid, 1997.

Ruhnke, D. (1979):

3 Jahre Verkehr im neuen Elbtunnel Hamburg. Forschungsgesellschaft für das Straßenwesen, Köln, 1979.

Schatzmann, A. (1996):

Wie sicher sind unsere Strassentunnel? Strasse und Verkehr, Heft 9, S. 471 - 473, 1996.

Schiller, H.; Eger, R. (1983):

Straßenquerschnitte für Tunnel. Schriftenreihe Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 384. Bonn, 1983.

Schönleiter, J.; Heymann, G. (1980):

Überwachung, Sicherung und Lenkung des Verkehrsablaufs im Autobahntunnel Tegel - System und erste Erfahrungen. Straßenverkehrstechnik, Heft 5, S. 152 - 161, 1980.

Scholz, J. (1974):

Die Beleuchtung des Elbtunnels im Zuge der BAB A 10 „Westliche Umgehung Hamburg“ (WUH). 2 Teile. Straßenverkehrstechnik, Heft 5, S. 171 - 174 und Heft 6, S. 202 - 205, 1974.

Schreuder, D. A.; (1997):

Recent Developments in Traffic Tunnel Lighting in the Netherlands. Proceedings of the 76th TRB Annual Meeting, Washington D.C., 1997.

Serrano, J.M.; Blennemann, F. (1992):

Motorist Behaviour Study for the Gibraltar Road Tunnel. Tunnelling and Underground Space Technology, Vol. 7, No. 1, S. 9 - 18, Großbritannien 1992.

Smith, S.A.; Carter, E.C. (1975):

Pretimed Signal-Control System for an Underwater Vehicular Tunnel. Transportation Research Record 533, TRB, National Research Council, Washington. D.C., 1975.

Staatsminister des Innern (Hrsg.) (1989):

Straßentunnel. Straßen und Brücken in Bayern, 5. Folge, S. 114 - 116, 1989.

Steierwald, G.; Lentz, D. (1988):

Untersuchungen zur Verkehrssicherheit in innerstädtischen Straßentunneln. Schlußbericht zum Forschungsauftrag FE-Nr. 03.158 des Bundesministers für Verkehr. Institut für Straßen- und Verkehrswesen, Universität Stuttgart, 1988.

Stembord, H. L. (1990):

Traffic Capacity of Tunnels. Seminar RT2 on Tunnel Management: Economics, Environment, Safety, Lugano, Schweiz, 1990.

STUVA (Hrsg.) (1992):

Dokumentation von Bauwerksdaten der Trog- und Tunnelbauwerke im Zuge von Bundesfernstraßen. Teil 1: Bereich Norddeutschland, Teil 2: Bereich Süddeutschland. Schlußbericht im Auftrag des Bundesministers für Verkehr. Köln, 1992/1994.

STUVA (Hrsg.) (1998):

Straßenquerschnitte in Tunneln - Ermittlung der Tunnelbaukosten. Schlußbericht zum Forschungsvorhaben FE-Nr. 02.163/1995/FR im Auftrag des Bundesministers für Verkehr. Köln, 1998, überarbeitete Fassung 1999.

Thoma, J. (1989):

Verkehrssicherheit in Autobahntunnels. Unfallkennzahlenvergleich Freie Strecke/Tunnel. Schweizerische Beratungsstelle für Unfallverhütung (bfu), Fonds für Verkehrssicherheit (FVS), April 1989.

Törgyeges, S. (1998):

Ableitung spezifischer Abgas-Emissionsfaktoren für Kraftfahrzeugkollektive anhand von Konzentrationsmessungen in einem städtischen Straßentunnel. Schriftenreihe des Instituts für Straßen- und Verkehrswesen, Heft 23, 1998.

Weinspach, K.; Kölkebeck, G. (1983):

Ausstattungs-, Unterhaltungs- und Betriebskosten von Straßentunneln in der Bundesrepublik Deutschland. Tunnel, Heft 3, S. 161 - 164, 1983.

Weinspach, K.; Kölkebeck, G. (1983):

Zum Entwurf der Richtlinien für die Ausstattung und den Betrieb von Straßentunneln. Straße und Autobahn, Heft 12, 1983.

Zackor, H.; Balz, W.; Steierwald, G.; Schönharting, J. (1984):

Verkehrstechnische Einsatzbedingungen von Verkehrsleitsystemen für Straßentunnel. Schriftenreihe Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 410. Bonn, 1984.

9.3 Verkehrsablauf

van Aerde, M. (1995):

A Single Regime Speed-Flow-Density Relationship for Freeways and Arterials. Proceedings of the 74th TRB Annual Meeting, Washington D.C., 1995.

Allen, B.L.; Hall, F.L.; Gunter, M.A. (1985):

Another Look at Identifying Speed-Flow Relationships on Freeways. Transportation Research Record 1005, TRB, National Research Council, Washington. D.C., 1985.

American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO_{TM}) (Hrsg.) (1984):

A Policy on Geometric Design of Highways and Streets. Washington, 1984.

Bång, K.-L. (1979):

Incident Detection in Europe. Proceedings of the International Symposium on Traffic Control Systems, Volume 2A, University of California, Berkeley, 1979.

Banks, J. H. (1990):

Flow Processes at a Freeway Bottleneck. Transportation Research Record 1287, TRB, National Research Council, Washington. D. C., 1990.

Banks, J. H. (1991):

The Two-Capacity Phenomenon: Some Theoretical Issues. Transportation Research Record 1320, TRB, National Research Council, Washington. D. C., 1991.

Bartlett, R. S. (1972):

Vehicle breakdowns on the M4 motorway near Brentfort. Transport and Road Research Laboratory Technical Note TN 747, Crowthorne, Berkshire, 1972.

BAST (Hrsg.) (1997):

Verkehrsentwicklung auf Bundesfernstraßen 1996. Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen. Unterreihe „Verkehrstechnik“, Heft V 51, 1997.

Bolte, F.-F.; Pollmann, P. (1984):

Stauberechnung zur Planung und Terminierung von Straßenbauarbeiten. Straßenverkehrstechnik, Heft 4, S. 121 - 127, 1984.

Bovy, P.H.L.; Muller, H. J. (1995):

Using Incident Probability Models for Deriving Incident Management Measures. Proceedings of the 2nd Erasmus-network conference on „Transportation and Traffic Engineering“, Schwanhäuser, W.(ed.), Kerhade, September 1995.

Breitenstein, J.; e.a. (1980):

Fahrzeugpuls und Verkehrsstau. Straßenverkehrstechnik, Heft 1, S. 16 - 26, 1980.

Breßler, A. (1997):

Typisierung von Ganglinien auf Bundesautobahnen. Diplomarbeit am Lehrstuhl für Verkehrswesen, Ruhr-Universität Bochum, Januar 1997.

Brilon, W. (1976):

Unfallgeschehen und Verkehrsablauf. Schriftenreihe Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 201. Bonn, 1976.

Brilon, W. (1997):

Ausgewählte Kapitel aus der Theorie des Verkehrsflusses. Manuskript für Studenten Ruhr-Universität Bochum, erweiterte Auflage, 1997.

Brilon, W.; Drews, O. (1996):

Verkehrliche und ökologische Auswirkungen der Anordnung von Überholverböten für Lkw auf Autobahnen. Schriftenreihe Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 731. Bonn, 1996.

Brilon, W.; Großmann, M.; Blanke, H. (1994):

Verfahren für die Berechnung der Leistungsfähigkeit und Qualität des Verkehrsablaufes auf Straßen. Schriftenreihe Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 669. Bonn, 1994.

Brilon, W.; Ponzlet, M. (1995):

Application of Traffic Flow Models. Workshop on Traffic and Granular Flow (S. 23 - 39), Wolf, D.E., Schreckenberg, M., Bachem, A., Forschungszentrum Jülich, Oktober 1995.

Brilon, W.; Ponzlet, M. (1996):

Auswirkungen von zeitlich veränderlichen Leistungsfähigkeiten. Schriftenreihe Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 718. Bonn, 1996.

Brilon, W. e.a.: (1998):

Handbuch für die Bemessung von Straßenverkehrsanlagen. Schlußbericht zum Forschungsauftrag FE-Nr. 02.171 R96A im Auftrag der BAST. Ruhr-Universität Bochum, Juli 1998, Druckfassung April 1999.

Brilon, W.; Weiser, F. (1993):

Aktualisierung der Richtlinien für die Anlage von Straßen, Teil: Querschnitte (RAS-Q 1982). Schlußbericht zum Forschungsauftrag FE-Nr. 02.151 R92F im Auftrag des Bundesministers für Verkehr. Ruhr-Universität Bochum, Lehrstuhl für Verkehrswesen. Bochum, 1993.

Brilon, W.; Weiser, F. (1994):

Dimensionierung von Straßenquerschnitten nach Begegnungswahrscheinlichkeiten. Schlußbericht zum Forschungsauftrag FE-Nr. 77358/91 im Auftrag des Bundesministers für Verkehr. Ruhr-Universität Bochum, Lehrstuhl für Verkehrswesen. Bochum, 1994.

Brilon, W.; Weiser, F. (1997):

Ermittlung von Q-V-Diagrammen für zweistreifige Straßen außerhalb geschlossener Ortschaften. Schriftenreihe Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 747. Bonn, 1997.

Brilon, W.; Wu, N. (1992):

Untersuchung einer Verkehrsführung an Autobahnbaustellen mit drei Fahrstreifen, bei der der mittlere Fahrstreifen in wechselnder Richtung benutzt werden kann. Schriftenreihe Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 623. Bonn, 1992.

Brühl, F. (1984):

Spezielle Untersuchungen des Verkehrsablaufs auf zweispurigen Landstraßen mit Hilfe der Simulation. Straßenverkehrstechnik, Heft 4, S. 141-143, 1984.

Buckley, D. J. (1974):

Transportation and Traffic Theory. Proceedings of the 6th International Symposium on Transportation and Traffic Theory, Sydney, Australia, 1974.

Dijker, T.; Bovy, P.H.L.; Vermijs, R.G.M.M. (1998):

Car-following under congested conditions: empirical findings. Proceedings of the 77th Annual Meeting, Transportation Research Board, Washington, D.C., 1998.

Drew, D.R. (1968):

Traffic Flow Theory and Control. McGraw-Hill, USA, 1968.

Erera, A.L.; Lawson, T.W.; Daganzo, C.F. (1998):

A Simple, Generalized Method for Analysis of a Traffic Queue Upstream of a Bottleneck. Proceedings of the 77th Annual Meeting, Transportation Research Board, Washington, D.C., 1998.

Ferguson, J. A.; Jenkins, J. A. (1977):

Incidents on high-speed roads. Traffic Engineering + Control, S. 240 - 245, 1977.

Goolsby, M. E.; Smith, W. (1971):

Influence of Incidents on Freeway Quality of Service. Proceedings Highway Research Board, Vol. 349, 1971.

Greenshields, B. D. (1935):

Study in Highway Capacity. Proceedings Highway Research Board, Vol. 14, 1935.

Hall, F.L.; Pushkar, A.; Shi, Y. (1993):

Some Observations on Speed-Flow and Flow-Occupancy Relationship Under Congested Conditions. Transportation Research Record 1398, TRB, National Research Council, Washington. D. C., 1993.

Heidemann, D. (1989):

Auswertung kontinuierlich erhobener Geschwindigkeitsdaten auf Autobahnen und Bundesstraßen im Zeitraum 1978 bis 1988. Straßenverkehrstechnik, Heft 5, S. 166 - 170, 1989.

Heidemann, D.; Hotop, R. (1979):

Auswertung von Fundamentaldiagrammen an Bundesautobahnen - Ein Vergleich geeigneter Modellansätze. Straßenverkehrstechnik, Heft 1, S. 4 - 10, 1979.

Heidemann, D.; Hotop, R. (1984):

Verteilung der PKW-Geschwindigkeiten im Netz der Bundesautobahnen. Straße und Autobahn, Heft 5, S. 190 - 195, 1984.

Heidemann, D.; Hotop, R. (1990):

Verteilung der PKW-Geschwindigkeiten im Netz der Bundesautobahnen - Modellmodifikation und Aktualisierung. Straße und Autobahn, Heft 3, S. 106 - 113, 1990.

Heidemann, D.; Wimber, P. (1984):

Auswertung kontinuierlich erhobener Geschwindigkeitsdaten an neun automatischen Langzeit-zählstellen auf Autobahnen und Bundesstraßen. Straßenverkehrstechnik, Heft 12, S. 495 - 498, 1984.

Hurdle, V. F.; Datta, P. K. (1983):

Speeds and Flows on an Urban Freeway: Some Measurements and a Hypothesis. Transportation Research Record 905, TRB, National Research Council, Washington D. C., 1983.

Jacobs, F. (1979)

Ein Stationaritätstest für Zeitlückenfolgen. Arbeitsblätter zum Straßen- und Verkehrswesen, Heft 1. Institut für Straßen- und Verkehrswesen, Universität Stuttgart, 1979.

Keller, H. (1973):

Störungen im Verkehrsablauf durch Nothalte und Analyse von deren Folgeerscheinungen auf zufahrtsbeschränkten Schnellstraßen. Straßenverkehrstechnik, Heft 4, S. 111 - 120, 1973.

Keller, H.; Hampe, H.; Schmickl, J. (1983):

Störungen im Fahrt- und Verkehrsablauf auf Schnellstraßen. Schriftenreihe Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 396, Bonn, 1983.

Keller, H.; Sachse, T. (1992):

Einfluß des Bezugsintervalls in Fundamentaldiagrammen auf die zutreffende Beschreibung der Leistungsfähigkeit von Straßenabschnitten. Schriftenreihe Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 614. Bonn, 1992.

Keller, H.; Sachse, T. (1995):

Zum Einfluß konstanter und stationärer Bezugsintervalle auf die Gestalt des Fundamentaldiagramms. Straßenverkehrstechnik, Heft 10, S. 467 - 475, 1995.

Kellermann, G. (1995):

Geschwindigkeitsverhalten im Autobahnnetz 1992. Straßenverkehrstechnik, Heft 5, 1995.

Kellermann, G. (1997):

Stau an Baustellen - ein vereinfachtes Berechnungsverfahren. Straße und Autobahn, Heft 7, S. 366 - 370, 1997.

Kerner, B. S.; Rehborn, H. (1998):

Messungen des Verkehrsflusses: Charakteristische Eigenschaften von Staus auf Autobahnen. Internationales Verkehrswesen, Heft 5, S. 196 - 203, 1998.

Koshi, M.; Iwasaki, M.; Oskura, I. (1981):

Some Findings and an Overview on Vehicular Flow Characteristics. Proceedings of the VIII. International Symposium on Transportation and Traffic Theory, Heft 6, S. 403 - 426, Canada, 1981.

Kühne, R. D.; Nabel, D. (1994):

Streckenbeeinflussung auf der B 14 (neu) zwischen Waiblingen und Stuttgart mit streckenbezogener Datenerfassung. Straßenverkehrstechnik, Heft 2, 1994.

Kurihara, K.; Hayama, A.; Tomitaka, H. (1996):

On the Possibility of Using ITS Technology to Eliminate Bottlenecks. Proceedings of 3rd Annual World Congress on Intelligent Transport Systems, Orlando, 1996.

Laffont, S.; Schmidt, G. (1995):

Empfehlungen und Leitlinien zur Minderung von Stau- und Unfallrisiko bei einstreifigen Verkehrsführungen in Autobahnbaustellen der neuen Bundesländer. Schriftenreihe Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 701. Bonn, 1995.

Leutzbach, W. (1972):

Einführung in die Theorie des Verkehrsflusses. Springer - Verlag, Berlin Heidelberg New York, 1972.

Leutzbach, W. (1974):

Definitions and Relationships for three different Time Intervals for Delayed Vehicles. Proceedings of the 6th International Symposium on Transportation and Traffic Theory. Sydney, Australien, 1974.

Leutzbach, W. (1988):

Introduction to the Theory of Traffic Flow. Springer - Verlag, Berlin Heidelberg, 1988.

Lighthill, M. J.; Witham, G. A. (1955):

On Kinematic Waves, Part II. A Theory of Traffic Flow on Long Crowded Roads. London: Proceedings Royal Society of London, Vol. 229 A, no. 1178, S. 317 - 345, 1955.

Maier, R.; Meewes, V. (1990):

Fahrbahnbreite und Geschwindigkeitsverhalten. Straßenverkehrstechnik, Heft 2, 1990.

Minderhoud, M.M.; Botma, H.; Bovy, P.H.L. (1996):

An assessment of roadway capacity estimation methods. Delft University of Technology, 1996.

Mongeot, H. (1997):

Modelling of traffic flow dynamics in incident conditions using the first-order macroscopic approach. Traffic Engineering + Control, S. 584 - 599, November 1997.

Nam, D. H. (1998):

Analyzing Freeway Traffic under Congestion: A Traffic Dynamics Approach. Proceedings of the 77th Annual Meeting, Transportation Research Board, Washington, D.C., 1998.

Ozaki, H. (1995):

Assistance of Drivers to Mitigate Highway Capacity Problem. Proceedings of the ITS World Congress, Yokohama, 1995.

Reiss, R. A.; Dunn, W. M. (1991):

Freeway incident management handbook. Federal Highway Administration, Washington D.C., 1991.

Ressel, W. (1994):

Untersuchungen zum Verkehrsablauf im Bereich der Leistungsfähigkeit an Baustellen auf Autobahnen. Schriftenreihe Informationen - Verkehrsplanung und Straßenwesen-, Heft 37. München-Neubiberg, 1994.

Romph de, E. (1994):

A Dynamic Traffic Assignment Model - Theory & Applications. Dissertation, TU Delft, 1994.

Sachse, T. (1992):

Einfluß des Bezugsintervalls in Fundamentaldiagrammen auf die zutreffende Beschreibung der Leistungsfähigkeit von Straßenabschnitten. Straßenverkehrstechnik, Heft 4, S. 210 - 213, 1992.

Schnüll, R.; Handke, N.; Hoffmann, S.; Schütte, F. (1995):

Auswirkungen von Verkehrsbeschränkungen an hochbelasteten Bundesautobahnen. Straßenverkehrstechnik, Heft 4, S. 162 - 168, 1995.

Transportation Research Board (Hrsg.) (1985):

HCM (Highway Capacity Manual), Special Report 209. Washington, D.C., 1985.

Transportation Research Board (Hrsg.) (1997):

1997 HCM (Highway Capacity Manual) Update. Special Report 209. Washington, D.C., 1997.

Trapp, K.-H. (1971):

Untersuchungen über den Verkehrsablauf auf Landstraßen. Schriftenreihe Forschung Straßenbau- und Straßenverkehrstechnik, Heft 113. Bonn, 1971.

Troost, J.-F.; Botma, H.; Bovy, P. H. L. (1996):

Queuing and convergence properties of a dynamic assignment model for congested networks. Delft University of Technology, 1996.

Zackor, H.; Kühne, R.; Balz, W. (1988):

Untersuchung des Verkehrsablaufes im Bereich der Leistungsfähigkeit und bei instabilem Fluß. Schriftenreihe Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 524. Bonn, 1988.

9.4 Verkehrssicherheit

BAST (Hrsg.) (1993):

Sicherheitsbewertung von Querschnitten außerörtlicher Straßen. Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen, Verkehrstechnik, Heft V 5, Bergisch Gladbach, 1993.

BAST (Hrsg.) (1995):

Unfallgeschehen auf Autobahnen - Strukturuntersuchungen. Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen, Mensch und Sicherheit, Heft M 51, Bergisch Gladbach 1995.

Brannolte, U.; e.a. (1991):

Unfalldatenanalyse zur Untersuchung des Einflusses von Standstreifen an BAB auf die Verkehrssicherheit. Schlußbericht zum Forschungsprojekt FP-Nr. 8527/63 der BAST, Universität (TH) Karlsruhe, März 1991.

Brühning, E.; Völker, R. (1982):

Das Unfallrisiko im Straßenverkehr - Kenngrößen und ihre statistische Behandlung. Zeitschrift für Verkehrssicherheit, Heft 3, S. 106 - 117, 1982.

Cohen, A. S. (1997):

Das menschengerechte geometrische Normalprofil zweispuriger Ausserortsstrassen und Handlungszuverlässigkeit. Strasse und Verkehr, Heft 3, S. 96 - 102, 1997.

Deffke, H.; Ernst, R.; Köppel, W.; Meewes, V. (1995):

Kostensätze für die volkswirtschaftliche Bewertung von Straßenverkehrsunfällen - Preisstand 1995. Straßenverkehrstechnik, Heft 1, S. 23 - 33, 1995.

Ernst, R. (1995):

Hinweise zur Methodik der Untersuchung von Straßenverkehrsunfällen - Anmerkung zu einer Veröffentlichung der FGSV. Straßenverkehrstechnik, Heft 6, S. 274 - 275, 1995.

Hautzinger, H.; Dürholt, H.; Hörnstein, E.; Tassaux-Becker, B. (1993):

Dunkelziffer bei Unfällen mit Personenschäden. Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen, Mensch und Sicherheit, Heft M 13, Bergisch Gladbach 1993.

Heidemann, D.; Bäumer, M.; Hamacher, R.; Hautzinger, H. (1998):

Standstreifen und Verkehrssicherheit auf BAB - Statistische Analyse. Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen, Verkehrstechnik, Heft V 55, Bergisch Gladbach 1998.

Knoflacher, H.; Knoflacher, H.M. (1983):

Verkehrssicherheit verschiedener Straßenquerschnitte. Schriftenreihe Straßenforschung des Bundesministeriums für Bauten und Technik, Heft 210. Wien, 1983.

Knoflacher, H.; Schopf, J.-M. (1981):

Bestimmung der maßgebenden Fahrstreifenbreite für Autobahnen, Schnellstraßen und Bundesstraßen, insbesondere im Hinblick auf ihre Führung in Ballungsgebieten. Schriftenreihe Straßenforschung des Bundesministeriums für Bauten und Technik, Heft 177. Wien, 1981.

Knoflacher, H. (1984):

Verkehrssicherheit von Sparquerschnitten. Schriftenreihe Straßenforschung des Bundesministeriums für Bauten und Technik, Heft 232, S. 105-122. Wien, 1984.

Leutzbach, W.; Zoellmer, J. (1989):

Zusammenhang zwischen der Verkehrssicherheit und den Elementen des Straßenentwurfs. Schriftenreihe Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 545. Bonn, 1989.

Milton, J.; Mannering, F. (1997):

The Relationship Among Highway Geometrics, Traffic-Related Elements and Motor-Vehicle Accident Frequencies. Proceedings of the 76th Annual Meeting, Washington, D.C., 1997.

Palm, I.; Schmidt, G. (1997):

Auswirkungen unterschiedlicher Querschnittsbreiten zweistreifiger Straßen auf die Verkehrssicherheit. Schlußbericht zum Forschungsauftrag im Auftrag der Bundesanstalt für Straßenwesen. Heusch/Boesefeldt GmbH, Aachen, 1997.

Schulte, W. (1992):

Verbesserung bei der Durchführung von Arbeitsstellen kürzerer Dauer. Straßenverkehrstechnik, Heft 4, S. 177 - 187, 1992.

Siegener, W.; Lenhart, W. (1985):

Analyse von Unfalldunkelziffern, Schlußbericht zum Forschungsprojekt 7536 der Bundesanstalt für Straßenwesen. Bergisch-Gladbach, 1985.

Vis, A. A. (1994):

Street lighting and road safety on motorways. Proceedings of „Road Safety in Europe and Strategic Highway Research Programme“ (SHRP), Lille, Frankreich, 1994.

9.5 Bewertungsverfahren

Bang, K.-L.; Harahap, G.; Lindberg, G. (1997):

Development of Life Cycle Cost Based Guidelines Replacing the Level of Service Concept in Capacity Analysis. Transportation Research Record 1572, TRB, National Research Council, Washington. D.C., 1997.

Bark, A.; Levin, C.; Mattheß, V. (1996):

Wirksamkeit des Straßenwinterdienstes auf die Verkehrssicherheit und die Wirtschaftlichkeit des Verkehrsablaufes auf Bundesautobahnen. Schriftenreihe Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 719. Bonn, 1996.

Baum, H.; Behnke, N.C. (1997):

Der volkswirtschaftliche Nutzen des Straßenverkehrs. Schriftenreihe des Verbandes der Automobilindustrie e.V. (VDA), Nr. 82, 1997.

Baum, H.; Esser, K.; Höhnscheid, K.-J. (1998):

Volkswirtschaftliche Kosten und Nutzen des Verkehrs. Schriftenreihe Forschungsarbeiten aus dem Straßen- und Verkehrswesen der FGSV, Heft 108, Bonn, 1998.

Bischoff, P. (1993):

Entwicklung eines ganzheitlich orientierten Bewertungsverfahrens für den Umbaubedarf an Ortsdurchfahrten. Veröffentlichungen des Instituts für Verkehrswirtschaft, Straßenwesen und Städtebau, Universität Hannover, Heft 13, 1993.

Becker, H. (1984):

Zur Genauigkeit von verkehrlichen Modellen bei Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen im Straßenwesen. Straßenverkehrstechnik, Heft 5, S. 183 - 190, 1984.

Beckmann, K. J. (1999):

Gesellschaftliche Abwägung als Alternative zur monetären Bewertung. FGSV-Kolloquium „Kosten und Nutzen des Verkehrs – Neuere Entwicklungen der gesamtwirtschaftlichen Bewertung“. Köln, 1999.

Brannolte, U. (1999):

Monetäre Bewertung – Verfahrenspraxis der Verkehrsplanung: BVWP und EWS. FGSV-Kolloquium „Kosten und Nutzen des Verkehrs – Neuere Entwicklungen der gesamtwirtschaftlichen Bewertung“. Köln, 1999.

Breiter, B. (1983):

Wirtschaftliche Aspekte unterschiedlicher Verkehrsführungen an Arbeitsstellen auf zweistreifigen Fahrbahnen mit Gegenverkehr. Straßenverkehrstechnik, Heft 3, S. 69 - 72, 1983.

Cerwenka, P.; Dischinger, N.; Klammer, M.; Walther, C. (1997):

Anwendungsorientierte Ermittlung von Kraftstoffverbrauch und Schadstoffemissionen des Kraftfahrzeugverkehrs in Deutschland für die Neufassung der RAS-W (EWS). Straßenverkehrstechnik, Heft 1, S. 17 - 25, 1997.

Cerwenka, P. (1998):

Die Berücksichtigung von Neuverkehr bei der Bewertung von Verkehrswegeinvestitionen. Zeitschrift für Verkehrswissenschaft, Heft 3, S. 221 - 248, 1998.

Cerwenka, P. (1998):

Induzierter Verkehr und Zeiteinsparung. Straßenverkehrstechnik, Heft 4, S. 185 - 188, 1998.

Geiß, H.; Keller, H.; Pollmann, P.; Zackor, H. (1983):

Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen von Verkehrsleitsystemen. 3 Teile. Straßenverkehrstechnik, Heft 2, S. 37 - 42, Heft 3, S. 87 - 92 und Heft 5, S. 164 - 168, 1983.

Gottardi, G.; Müller, D. (1998):

Zweckmässigkeitsbeurteilung von Verkehrsprojekten. Strasse und Verkehr, Heft 2, S. 65 - 68, 1998.

Grenzeback, L. R.; Woodle, C. E. (1992):

The true Costs of Highway Congestion. ITE Journal, S. 16 - 20, März 1992.

Hassel, D. e.a. (1987):

Das Abgas-Emissionsverhalten von Personenkraftwagen in der Bundesrepublik Deutschland: im Bezugsjahr 1985. Berichte des Umweltbundesamtes, Berlin, 7/1987.

Hassel, D. e.a. (1994):

Abgas-Emissionsfaktoren von Pkw in der Bundesrepublik Deutschland: Abgasemissionen von Fahrzeugen der Baujahre 1986 bis 1990. Berichte des Umweltbundesamtes, Berlin, 8/1994.

Hassel, D. e.a. (1995):

Abgas-Emissionsfaktoren von Nutzfahrzeugen in der Bundesrepublik Deutschland für das Bezugsjahr 1990. Berichte des Umweltbundesamtes, Berlin, 5/1995.

Oefner, G.; Rezanka, S.; Breiter, B. (1987):

Entwicklung praxisgerechter Verfahren zur Ermittlung der Straßennutzerkosten für straßenbautechnische Entscheidungen. Schriftenreihe Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 514. Bonn, 1987.

Oefner, G. (1988):

Handbuch für die wirtschaftliche Vergleichsrechnung im Management der Straßenerhaltung - Baulastträger- und Nutzerkosten. Schriftenreihe Informationen - Verkehrsplanung und Straßenwesen-, Heft 27. München-Neubiberg, 1988.

Ressel, W. (1989):

Diagramme zur Ermittlung von Straßennutzerkosten. Schriftenreihe Informationen - Verkehrsplanung und Straßenwesen-, Heft 31. München-Neubiberg, 1989.

Ruske, W. e.a. (1990):

Fortschreibung des Verfahrenskonzeptes zur Bewertung städtebaulicher Effekte bei der Bundesfernstraßenplanung. Schriftenreihe Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 580. Bonn, 1990.

Sandleben, W.-I. (1983):

Entwicklung eines Bewertungssystems für die Berücksichtigung von Umweltkriterien bei der Straßenplanung. Schriftenreihe Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 398. Bonn, 1983.

Schaechterle, K. e.a. (1988):

Verkehrsstauungen auf Autobahnen - Auswirkungen auf Kraftstoffbedarf und Betriebskosten. Schriftenreihe Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 536. Bonn, 1988.

Schmuck, A.; Becker, H. (1984):

Untersuchungen über Einflüsse auf baustellenbedingte geschwindigkeitsabhängige Anteile an den Straßennutzerkosten. Schriftenreihe Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 421. Bonn, 1984.

Schmuck, A. e.a. (1987):

Entwicklung praxisgerechter Verfahren zur Ermittlung der Straßennutzerkosten für Straßenbautechnische Entscheidungen. Schriftenreihe Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 514. Bonn, 1987.

Schnüll, R. (1997):

Verkehrsplanung II, Teil Wirkungsanalysen und Bewertung von Maßnahmen und Planfällen. Umdruck zur Vorlesung. Institut für Verkehrswirtschaft, Straßenwesen und Städtebau, Universität Hannover, 1997.

9.6 Sonstiges

Bühl, A.; Zöfel, P. (1998):

SPSS für Windows Version 7.5: Praxisorientierte Einführung in die moderne Datenanalyse. Bonn, 1998.

Knoll, E. (Hrsg.) (1997):

Der Elsner. Handbuch für Straßen- und Verkehrswesen. Planung, Bau, Erhaltung, Verkehr, Betrieb. Berlin, 1997.