Eidgenössisches Verkehrs- und Energiewirtschaftsdepartement
Bundesamt für Strassenbau

Leistungsfähigkeit von Einfahrten in Hochleistungsstrassen

Capacité des rampes d'entrée sur les routes à grand débit

EMCH + BERGER ZÜRICH AG

N. Bischofberger, dipl. Bauing. ETH
Ch. Kellerhals, dipl. Bauing. ETH

Forschungsauftrag 3/92 auf Antrag der
Vereinigung Schweizerischer Strassenfachleute
März 1995

Inhaltsverzeichnis

Seite

Zusammenfassung
Résumé

1. Einleitung
   1.1 Auftrag 1
   1.2 Problemstellung 2

2. Methodik
   2.1 Messmethode 3
   2.2 Auswertungen für direkte Bestimmung 5
   2.2 Herleitung der gewählten Methode 7

3. Ergebnisse der Messungen
   3.1 Verkehrsbelastungen der Fahrstreifen 9
      3.1.1 Grundlagen 9
      3.1.2 Berechnung von q_2 10
      3.1.3 Berechnung von q_4 13
   3.2 Verkehrsqualitätsstufen 18
      3.2.1 Bestimmung der Stärke-Geschwindigkeits-Dichte-Funktion 18
      3.2.2 Vorgehensweise bei der Datenanalyse 20
      3.2.3 Ergebnisse 21

4. Verfahren zur Bestimmung der Leistungsfähigkeit
   4.1 Fragestellung 23
   4.2 Ermittlung des zu beurteilenden Verkehrsstromes 25
      4.2.1 Berechnung von q_4 ohne Kenntnis der Streifenbelastungen 26
      4.2.2 Berechnung von q_4 in Kenntnis von q_2 27
   4.3 Beurteilung der Verkehrsqualitätsstufen 28
   4.4 Vergleich mit der Theorie von Drew 32

5. Beurteilung der Ergebnisse
   5.1 Praxistauglichkeit 34
   5.2 Weiterer Forschungsbedarf 36

Literaturverzeichnis

Anhang A: Analysen 5-Minuten-Intervalle

Anhang B: Analysen 1-Minuten-Intervalle

Zusammenfassung

Gegenstand der vorliegenden Untersuchung sind normgemäss gebaute einstreifige Einfahrten in zweistreifige Richtungsfahrbahnen von Hochleistungsstrassen. Aus Erhebungen an bestehenden Einfahrten werden die Gesetzmässigkeiten abgeleitet, welche zu einem Berechnungsverfahren für deren Leistungsfähigkeit führen. Dabei ist die Leistungsfähigkeit in Beziehung zur entsprechenden Verkehrsqualitätsstufe zu setzen, welche anhand von Verkehrsdichte, Verkehrsstärke und Geschwindigkeit beurteilt wird.

Die Erhebungen an den verschiedenen Einfahrten geschahen mittels Videoaufnahme und anschliessender detaillierter Auswertung der Verkehrsstärken und Geschwindigkeiten der verschiedenen Verkehrsströme der Einfahrt. Erste Versuche zur direkten Bestimmung der Zusammenhänge der Verkehrsstärken im Bereich der Leistungsfähigkeit führten zu keinen befriedigenden Ergebnissen. Aus diesem Grunde wurde ein zweistufiges Verfahren gewählt.

In einer ersten Stufe ging es darum, die Zusammenhänge zwischen den Verkehrsströmen der Einfahrt zu bestimmen. In den meisten Fällen sind die Belastungen auf der Hochleistungsstrasse selbst sowie auf der Einfahrt bekannt. Genauere Angaben über die Verkehrsvolumen des rechten und linken Fahrstreifens fehlen. Zur Beurteilung der Verkehrsqualität der Einfahrt wird hingegen der Verkehrsstrom auf dem rechten Fahrstreifen nach der Einfahrt hinzugezogen. Es galt also in der ersten Stufe, Zusammenhänge zwischen den bekannten Verkehrsbelastungen und dem zu beurteilenden Strom zu finden. Die Regressionsanalyse der beobachteten Daten zeigte befriedigende Ergebnisse.

In der zweiten Stufe wurde zur Beurteilung der Verkehrsqualität auf dem rechten Fahrstreifen nach der Einmündung aus den beobachteten Daten mit Regressionsanalysen ein Fundamentaldiagramm erstellt. Der darin dargestellte Zusammenhang zwischen Stärke, Dichte und mittlerer Geschwindigkeit erlaubt es, angelehnt an das Highway Capacity Manual und in Übereinstimmung mit dem neuen Konzept der verkehrstechnischen Dimensionierung, die Grenzen der verschiedenen Verkehrsqualitätsstufen A bis E festzulegen.

Damit liegt die Grundlage für ein Berechnungsverfahren vor, welches im Bericht dargestellt und erläutert wird. Das Berechnungsverfahren ist ein Hilfsmittel, das in der Praxis ermöglichen soll, Einfahrten in Hochleistungsstrassen verkehrstechnisch zu beurteilen. Damit wird die Entwicklung von eventuellen Massnahmen unterstützt.

Résumé

La présente recherche a pour objet les entrées à voie unique, construites selon les normes, sur les deux voies parallèles de routes à grand débit. Sur la base d'observations d'entrées existantes, des relations ont été déduites qui conduisent à une méthode de calcul de la capacité de ces entrées. A cet effet, la capacité est mise en relation avec le niveau de service correspondant, qui lui-même est apprécié en fonction de la densité, du volume et de la vitesse du trafic.

Les observations à différentes entrées ont été enregistrées en vidéo ce qui a permis ensuite un dépouillement détaillé des volumes et des vitesses des différents flux de l'entrée. Une première tentative de déterminer directement les relations entre les volumes aux environs de la capacité n'a pas donné de résultats satisfaisants. C'est pourquoi une méthode en deux étapes a été retenue.

Dans la première étape, il s'agissait de déterminer les relations entre les flux de l'entrée. Dans la plupart des cas, les charges de la route à grand débit et de son entrée sont connues, mais la répartition entre les voies de droite et de gauche de la route à grand débit manque. Cependant pour apprécier le niveau de service de l'entrée, c'est le volume de la voie de droite après l'entrée qui est déterminant. Il fallait donc dans cette première étape trouver des relations entre les charges connues et ce volume déterminant. L'analyse par régressions des données issues des observations a fourni des résultats satisfaisants.

Dans la seconde étape, un diagramme fondamental a été construit à l'aide d'une analyse par régressions des données issues des observations afin d'apprécier le niveau de service sur la voie de droite après l'entrée. Les relations entre le volume, la densité et la vitesse moyenne représentées dans ce diagramme fondamental permettent, en s'appuyant sur le "Highway Capacity Manual" et en accord avec le nouveau concept de dimensionnement du point de vue de la technique de la circulation, de fixer les limites des différents niveaux de service A à E.

On obtient ainsi les bases d'une procédure de calcul qui est présentée et expliquée dans le rapport. Cette procédure est une aide qui doit permettre dans la pratique d'apprécier, du point de vue de la technique de la circulation, les entrées de routes à grand débit et d'envisager les éventuelles mesures à prendre.

1. Einleitung

1.1 Auftrag

In der Subkommission 171.2 der VSS ist die Norm SN 641 145 "Leistungsfähigkeit und Zulässige Belastung" in Revision. Es soll ein Normensatz dazu entstehen. In Bearbeitung ist die Kopfnorm (Forschungsauftrag 15 / 87, "Verkehrstechnische Dimensionierung, Zusammenhänge"). Fertig bearbeitet ist der Bereich Kreisel (Forschungsauftrag 3 / 89). Ein weiteres Element in Verkehrsnetzen stellen Autobahneinfahrten dar. Die bisherigen Angaben dazu sind sehr pauschal oder gründen auf ausländischen Untersuchungen.

Um diese Kenntnislücke zu schliessen, wurde mit Verfügung des Bundesamtes für Strassenbau vom 14.4.1992 der vorliegende Forschungsauftrag erteilt. Der Auftrag umfasst die Erarbeitung eines auf schweizerische Verhältnisse abgestimmten Berechnungsverfahrens zur Bestimmung der Leistungsfähigkeit von Einfahrten in Hochleistungsstrassen. Die Untersuchung erfolgte anhand des in der Schweiz meistverbreiteten Typs der einstreifigen Rampe in eine zweistreifige richtungsgetrennte Fahrbahn.

Die Arbeit deckt damit nicht alle Spezialfälle von Einfahrten ab. Der Normalfall, nämlich die normgerecht gebaute einstreifige Einfahrt in zweistreifige Richtungsfahrbahnen wird hingegen erfasst. Das dargestellte Berechnungsverfahren dient bei solchen Einfahrten als Diagnoseinstrument und kann die Ausgestaltung von Massnahmen unterstützen.

Die Forschungsarbeit wurde von den folgenden Vertretern der VSS-Subkommission Nr. 171.2 begleitet:

A. Gantenbein, Bern (Vorsitz)

B. Albrecht, Luzern

Dr. W. Berg, Zürich

E. Boppart, Zürich

B. Dériaz, Genève

Ph. Gasser, Lausanne

Prof. C. Hidber, Zürich

R. Keller, Basel

H.R. Schilling, Aarau

P.G. Schütz, Aarau (ab 31.3.95)

Für die Anregungen und das aktive Mitdenken sei an dieser Stelle allen Herren bestens gedankt.

1.2 Vorgehen

Aus Literatur und Richtlinien sind verschiedene Verfahren bzw. Berechnungsarten für die Leistungsfähigkeit von Einfahrten in Hochleistungsstrassen bekannt. Im Wesentlichen stehen dabei die Zeitlückenmethode (analog wie bei ungeregelten Knotenpunkten) und Regressionsanalysen im Vordergrund. Methodisch wird man sich hauptsächlich auf die deutsche Richtlinie RAL - K 2, damit zusammenhängende Forschungen, sowie auf das amerikanische "Highway Capacity Manual 1985" abstützen. Deren direkte Anwendbarkeit auf schweizerische Verhältnisse ist aber fraglich.

Die gezielte Literaturauswertung hat denn auch gezeigt, dass ein Verfahren, welches die schweizerischen Verhältnisse realistisch wiedergibt, nicht existiert. Für die Erarbeitung des Berechnungsverfahrens waren also aus der Literatur vor allem methodische Hinweise zu erwarten, während die aktuellen Daten zur Kalibration des Verfahrens aus gezielten, eigenen Erhebungen zu gewinnen waren.

Es wird folgendes Vorgehen gewählt:

- Überprüfung der aus der Literatur bekannten Berechnungsansätze hinsichtlich deren Verwendbarkeit
- Aufstellen eines hypothetischen Berechnungsansatzes
- Messungen an geeigneten Einfahrten
- Verifizieren und kalibrieren des Berechnungsansatzes

2. Methodik

2.1 Messmethode

Ziel der Messungen war es, die relevanten Kenngrössen des Verkehrsablaufs, d.h. Verkehrsstärke (q), Verkehrsdichte (k) und mittlere Geschwindigkeit (v), an den Einfahrten zu quantifizieren, um sie anschliessend zur Beurteilung der Leistungsfähigkeit in ihrer gegenseitigen Abhängigkeit darstellen zu können. Zu diesem Zweck wurde die Verkehrssituation an verschiedenen Einfahrten des schweizerischen Autobahnnetzes auf Videobändern festgehalten. Die Verkehrsstärken konnten anschliessend durch einfache Zählung ermittelt werden. Dagegen war die Ermittlung der mittleren Geschwindigkeiten mit einem erheblichen Aufwand verbunden.

Die Auswertung der Bänder erfolgte EDV-unterstützt. Um rationell zuverlässige Daten zu erhalten, wurde ein Programm entwickelt. Vor der Aufnahme der Videobänder sind auf dem Standstreifen Distanzmarkierungen angebracht worden. Für die Auswertung wurden diese Distanzmarkierungen auch auf dem Bildschirm als Querschnitte über die gesamte Fahrbahnbreite markiert. Da das Video in Echtzeit ablief, konnte nun die exakte Durchfahrzeit der Fahrzeuge zwischen den Distanzmarken mit Mausklicks im PC festgehalten werden. Daraus wurde die Geschwindigkeit direkt berechnet und gleichzeitig die Fahrzeugzahl gezählt. Zur Kontrolle war im Videobild bei der Aufnahme zusätzlich eine mitlaufende Uhr eingeblendet.

Für den Rohdatensatz wurden Verkehrsstärken und mittlere Geschwindigkeiten in Minutenintervallen erfasst. Die Verkehrsdichten konnten für diese Intervalle aus der bekannten Zustandsgleichung $q = k * v$ berechnet werden. Die Daten wurden vom Programm in Tabellenform so abgelegt, dass ein direkter Zugriff durch herkömmliche Tabellenkalkulations- und Statistikprogramme möglich war.

Abbildung 1 zeigt, wo die einzelnen Messgrössen innerhalb der Einfahrt lokalisiert sind. Einerseits wurde der Gesamtverkehr pro Fahrsteifen am Anfang des Beschleunigungsstreifens aufgenommen. Für die Beurteilung der Verkehrsqualität wurde zudem der rechte Fahrstreifen unmittelbar nach dem Ende des Beschleunigungsstreifens untersucht.

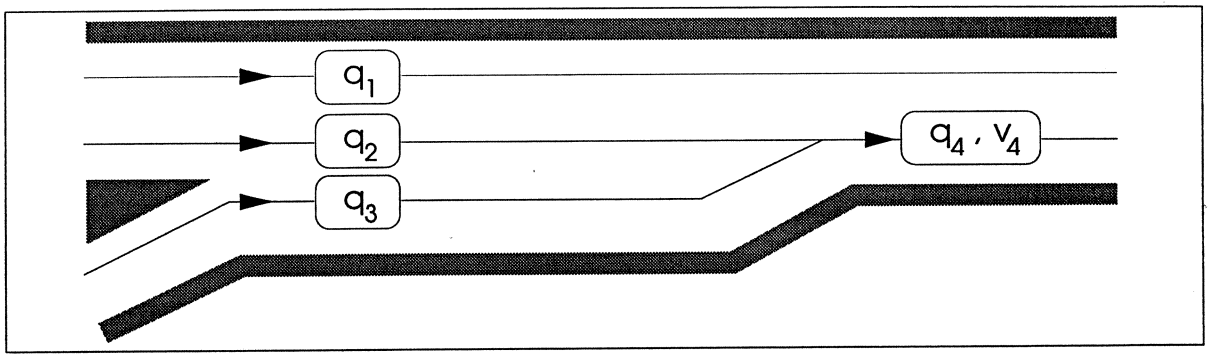


Abbildung 1: Definition der Messgrössen[*]

Die Wahl der Messorte hatte sich aus den messtechnischen Gegebenheiten und aus dem Ziel des Auftrags an gewisse Randbedingungen zu halten. Einerseits waren für die Videoaufnahmen geeignete Kamerastandorte vorausgesetzt. Das heisst, dass sich in vernünftigen Abständen zu den zu beobachtenden Stellen der Einfahrt Überführungen oder andere Möglichkeiten befinden mussten, um die Kamera erhöht und ausserhalb des Gefahrenbereichs des Autobahnverkehrs aufzustellen. Weiter waren Anschlüsse zu wählen, deren Verkehrsaufkommen so hoch ist, dass auch Verkehrsabläufe im Bereich der Leistungsgrenze zu erwarten waren.

Zur Wahl dieser Anschlüsse wurde mit verschiedenen Kantonspolizeien, auf deren Gebiet hochbelastete Einfahrten vermutet wurden, Kontakt aufgenommen. Die Vermutung, wonach es schwierig sein dürfte, hochbelastete Einfahrten zu finden, welche auch günstige Kamerastandorte für die vorgesehenen Videoaufnahmen bieten, bestätigte sich.

---

[*] Im Rahmen dieses Berichts wurde eine Bezeichnung der Verkehrsströme verwendet, welche von anderen Arbeiten abweicht. Oft wird q_1 als q_2, q_2 als q_1, q_3 als q_E und q_4 als q_{1n} bezeichnet (analog auch v_4 als v_{1n}). Ein Transformation in der später auszuarbeitenden Norm sollte ins Auge gefasst werden.

Daten von folgenden Einfahrten wurden für die vorliegende Studie verwendet:

- Baden-West Richtung Baregg (erlaubte Höchstgeschwindigkeit v_{zul} = 80 km/h)
  Beobachtungsdauer: 448 Minuten
- Wülflingen Richtung Zürich (v_{zul} = 100 km/h)
  Beobachtungsdauer: 39 Minuten
- Affoltern Richtung Gubrist (v_{zul} = 100 km/h)
  Beobachtungsdauer: 160 Minuten
- Opfikon Richtung Flughafen (v_{zul} = 100 km/h)
  Beobachtungsdauer: 60 Minuten
- Weiningen Richtung Gubrist (v_{zul} = 100 km/h)
  Beobachtungsdauer: 120 Minuten
- Thalwil Richtung Zürich (v_{zul} = 120 km/h)
  Beobachtungsdauer: 60 Minuten
- Seebach Richtung Aubrugg (v_{zul} = 120 km/h)
  Beobachtungsdauer: 137 Minuten

Die Messkampagne wurde in zwei Teile unterteilt: die erste Kampagne fand im Zeitraum August-September 1992 an 7 Messorten in 13 Einsätzen statt. Die Videoaufnahmen wurden anschliessend im Oktober ausgewertet. Die zweite Kampagne fand im Juni 1993 an fünf Messorten in 7 Einsätzen statt. Dabei konnten die Erkenntnisse aus der Auswertung des ersten Teils bereits berücksichtigt werden. Die aufgrund der Daten aus der ersten Messkampagne vorgenommenen statistischen Untersuchungen und methodischen Überlegungen (vgl. Kap. 2.2 nachstehend) führten dazu, dass neben den Verkehrsstärken q_1 - q_4 gezielt die Geschwindigkeiten v_4 ausgewertet wurden.

2.2 Auswertungen für direkte Bestimmung

Im Mai 1992 wurde mit der Literaturauswertung begonnen, welche vor allem in der Arbeit von Trapp (15) Hinweise lieferte. Eine Arbeit von Stuwe (14) führte zum Kontakt mit dem Institut von Prof. Brilon an der Ruhr Universität Bochum. Dort läuft ein ähnliches Forschungsvorhaben, was Anlass für weitere Kontakte war*. Die magere Literaturausbeute zur vorliegenden Forschungsfrage wurde uns auch dort bestätigt.

Gesucht waren Zusammenhänge aus den Daten der ersten Messkampagne, um daraus Vorgaben für die im Arbeitsprogramm vorgesehene zweite Messkampagne abzuleiten.

---

* Das Institut für Verkehrswesen I der Ruhr-Universität Bochum war gleichzeitig mit dem ähnlichen Forschungsvorhaben "Bemessung von Einfahrten an planfreien Knotenpunkten" betraut. Die Bearbeitung führte Frau S. Westphal durch. Der Bericht ist inzwischen erschienen (Lit. (17))

Die Verkehrsstärken q_1 bis q_4 gemäss Abbildung 1 wurden in Minutenintervallen aufgezeichnet. Gleichzeitig erfolgte eine visuelle Beurteilung der Verkehrsqualität (Level of Service) nach Highway Capacity Manual (6). In einer anschliessenden Auswertung von Intervallen, welche sichtbar (und anhand von q_4 auch beurteilbar) im Bereich der Leistungsfähigkeit belastet waren, wurden Zeitlücken und Geschwindigkeiten (v_2, v_3 und v_4) der Einzelfahrzeuge erfasst. Es zeigte sich, dass der Aufwand, solche Intervalle zu erhalten, sehr gross war. Die Ausbeute betrug nur wenige geeignete Minuten pro gemessener Stunde. An zwei der sieben Messorte (zulässige Höchstgeschwindigkeit v_{zul} = 120 km/h) waren keine geeigneten Intervalle festzustellen. Eine direkte Abhängigkeit zwischen q_2, q_3 und v_2 war statistisch nur unbefriedigend nachweisbar (Bestimmtheitsmasse in der Grössenordnung von 0,2 bis 0,3).

In mehreren statistischen Tests wurde versucht, zwischen den Teilverkehrsströmen q_1, q_2 und q_3 direkte Zusammenhänge zur Bestimmung der Leistungsfähigkeit herzuleiten. Sowohl der Zusammenhang zwischen dem einfahrenden Strom (q_3) und der Verkehrsstärke auf dem rechten Fahrstreifen (q_2) als auch zwischen q_3 und der Gesamtverkehrsstärke vor der Einfahrt ($q_1 + q_2$) konnte während den stark belasteten Minutenintervallen nicht in befriedigender Weise nachgewiesen werden. Auch die Bildung von Klassen nach dem Merkmal v_2 oder q_4 bzw. Level of Service-Klassen nach HCM führte zu nicht mehr vertretbaren Bestimmtheitsmassen, welche nur ausnahmsweise einen Wert von 0.5 erreichten. Aus diesen Versuchen wurde der Schluss gezogen, dass die Bestimmung der Leistungsfähigkeit von Einfahrten in Hochleistungsstrassen nicht direkt über die Belastungen der Fahrstreifen erfolgen kann. Es musste nach einer geeigneteren und erfolgsversprechenderen Methode gesucht werden. Dies erfolgte nach wie vor aufgrund der Daten aus der ersten Messkampagne (1992). In Anlehnung an die im Highway Capacity Manual 1985 (6) vorgeschlagene Methode und nach intensivem Gedankenaustausch mit Frau S. Westphal vom Institut für Verkehrswesen I der Ruhr-Universität Bochum (Prof. Dr.-Ing. W. Brilon) wurde die in Kapitel 2.3 nachstehend aufgeführte Methode entwickelt. Sie diente als Grundlage für die weitere Datenerfassung (zweite Messkampagne, Juni 93) und für die Auswertung des gesamten erfassten Datenbestandes.

2.3 Herleitung der gewählten Methode

Wenn in der Praxis Einfahrten in Hochleistungsstrassen bezüglich ihrer Leistungsfähigkeit zu untersuchen sind, so sind in den meisten Fällen die Verkehrsstärken der Hauptfahrbahn ($q_1 + q_2$) und der Einfahrt (q_3) bekannt. Die Beurteilung der Leistungsfähigkeit erfolgt jedoch anhand des Verkehrsstroms auf dem rechten Fahrstreifen nach der Einfahrt (q_4, v_4).

Aus diesem Grund wird eine zweistufige Methode vorgeschlagen. In einem ersten Schritt sind die Zusammenhänge zwischen den Eingangsgrössen ($q_1 + q_2$, q_3) und der zu beurteilenden Grösse (q_4) herzustellen. Anschliessend kann in einem zweiten Schritt die Beurteilung selbst (Leistungsfähigkeit, Verkehrsqualitätsstufen) erfolgen.

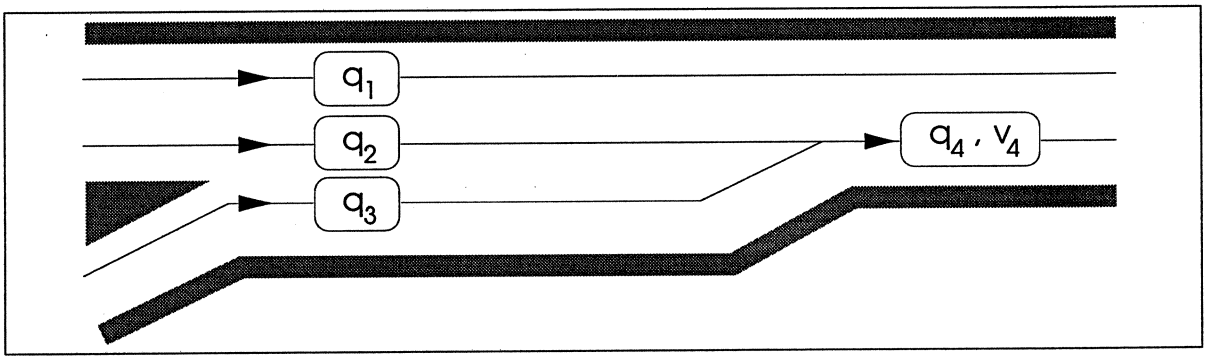


Abbildung 2: Definition der Messgrössen (Wiederholte Darstellung der Abbildung 1 zur besseren Lesbarkeit)

Für den ersten Schritt wird der statistische Zusammenhang zwischen q_2 einerseits und $q_1 + q_2$ und q_3 mittels (linearer) Regressionen hergestellt:

- q_2 in Abhängigkeit von $q_1 + q_2$ und q_3
- q_2 in Abhängigkeit von $q_1 + q_2$ allein

Der Strom q_2 wird mit dem einfahrenden Strom verflochten. Seine Stärke ist deshalb für die Leistungsfähigkeitsbeurteilung von grosser Bedeutung. An Autobahnen ist oft lediglich die Summe $q_1 + q_2$ (Stärke im Querschnitt) und der einfahrende Verkehr (q_3) bekannt. Die Stärke von q_2 ist sicher abhängig von $q_1 + q_2$.

Anschliessend wurde die Abhängigkeit des Stroms q_4 von den übrigen Querschnittsgrössen q_1, q_2, q_3 und $q_1 + q_2$ untersucht:

- q_4 in Abhängigkeit von $q_2 + q_3$ und q_1
- q_4 in Abhängigkeit von $q_1 + q_2$ und q_3
- q_4 in Abhängigkeit von $q_2 + q_3$ allein

Der Strom q_4 wird zur Beurteilung der Leistungsfähigkeit als kritisch betrachtet, da hier die Verflechtungsvorgänge stattfinden müssen und entsprechend hohe Verkehrsbelastungen auftreten. Die Abhängigkeit von $q_2 + q_3$ ist offensichtlich, da diese beiden Ströme zu q_4 verflochten werden. Wie gross der zusätzliche Einfluss von q_1 ist, wurde mit Vergleichsrechnungen untersucht. Häufig ist jedoch die Grösse q_2 nicht separat bekannt, sondern ist lediglich in der Summe $q_1 + q_2$ enthalten. In diesem Fall bleiben zwei Möglichkeiten: Berechnung von q_2 aus $q_1 + q_2$ und q_3 oder Ermittlung von q_4 mit den Grössen $q_1 + q_2$ und q_3.

Zur Ermittlung der Abhängigkeiten mittels Korrelationsrechnung wurden verschiedene Gleichungen (linear, exponentiell, polynomial) überprüft.

Im zweiten Schritt geht es um die Beurteilung von Leistungsfähigkeit und Verkehrsqualität der Einfahrt anhand des Verkehrsstroms auf dem rechten Fahrstreifen nach der Einfahrt (q_4).

Die Leistungsfähigkeit kann nur im Zusammenhang mit der entsprechenden Verkehrsqualität angegeben werden. Diese wird aufgrund von Stärke (q), Geschwindigkeit (v) und Dichte (k) beurteilt. Die graphische Darstellung dieser drei über die Zustandsgleichung $q = k * v$ miteinander verknüpften Grössen heisst Fundamentaldiagramm. Für die statistische Auswertung wurde davon ausgegangen, dass Dichte und Geschwindigkeit ($v = f(k)$) linear zusammenhängen und dementsprechend die Abhängigkeiten von Dichte und Verkehrsstärke ($q = f(k)$) sowie von Geschwindigkeit und Verkehrsstärke ($q = f(v)$) quadratische Parabeln sind. In der Literatur finden sich Hinweise, die einen Zusammenhang zwischen erlaubter Höchstgeschwindigkeit und dem Fundamentaldiagramm feststellen. Aus diesem Grunde wurden die Daten getrennt nach der jeweiligen erlaubten Höchstgeschwindigkeit (80, 100, 120 km/h) untersucht.

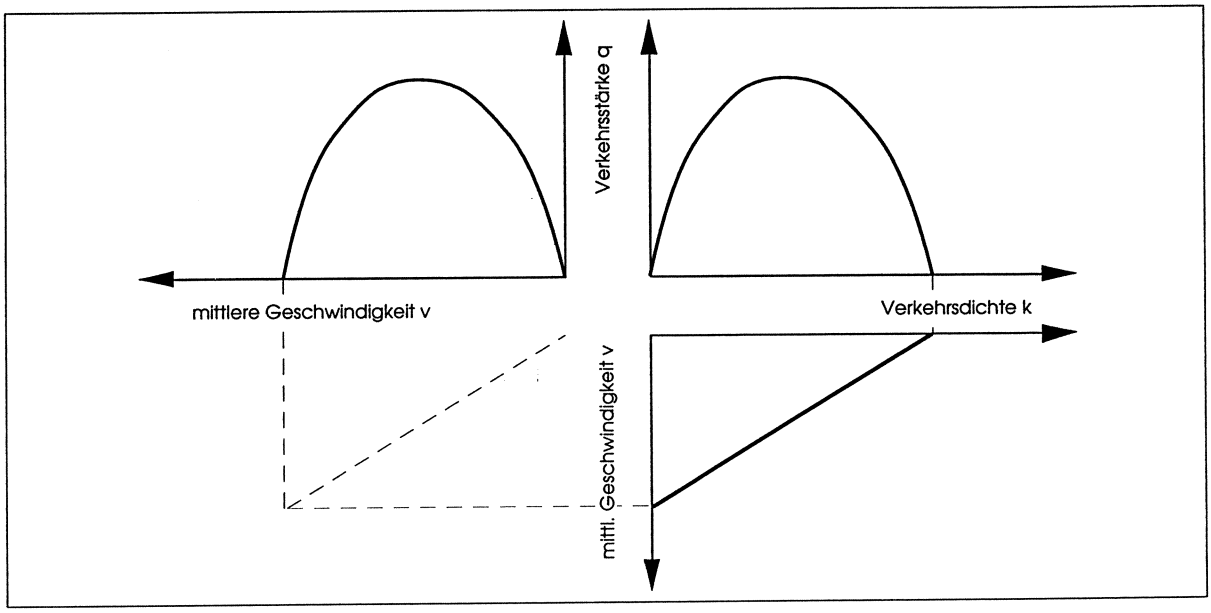


Abbildung 3: Fundamentaldiagramm (schematisch)

3. Ergebnisse der Messungen

3.1 Verkehrsbelastungen der Fahrstreifen

3.1.1 Grundlagen

Die Daten wurden minutenweise erhoben. Die Analysen wurden sowohl mit 1-Minuten-Intervallen als auch mit 5-Minuten-Intervallen durchgeführt.

Von den 1-Minuten-Intervallen steht eine grössere Stichprobe und Streubreite zur Verfügung. Es gilt aber zu beachten, dass die Abbildung des Verkehrsgeschehens in Minutenintervallen besonders im Bereich instabiler Vekehrszustände statistisch problematische Einzelwerte ergibt. Extremwerte werden nicht ausgeglichen und erhalten so ein zu hohes Gewicht. Zudem sind 1-Minuten-Intervalle als Basis für Kapazitätsrechnungen ungeeignet, da die Stunden-Kapazität deutlich unter der 60-fachen beobachteten Minuten-Kapazität liegt.

Mit 5-Minuten-Intervallen können Extremwerte ausgeglichen werden, ohne dass ein für die Auswertung problematischer Verlust der Anzahl Intervalle in Kauf genommen werden muss. Aus diesem Grund basiert die Leistungsfähigkeitsanalyse auf den 5-Minuten-Werten. Um den Bezug zu Stundenverkehrswerten zu erhalten, sind die Daten als 12-fache 5-Minuten-Intervalle dargestellt.

Die Analysen mit 1-Minuten-Intervallen sind zur Kontrolle und zum Vergleich im Anhang B zusammengestellt.

Die Lastwagenanteile waren an allen Einfahrten ähnlich:

	q_1	q_2	q_3	q_4
Lastwagenanteil	1%	30%	10%	20%

Tabelle 1: Lastwagenanteil auf den Fahrstreifen der beobachteten Einfahrten

Der Unterschied zwischen q_2 und q_4 (rechter Fahrstreifen vor und nach der Einmündung) erklärt sich aus der Tatsache, dass PW-Fahrer auf dem rechten Fahrstreifen im Unterschied zu LW-Fahrern vor der Einmündung eher den Fahrstreifen wechseln. Nach der Einmündung sinkt der LW-Anteil wegen der Mischung mit dem einfahrenden Strom wieder auf 20%. Das Fahrverhalten von LW und PW ist bei stark belasteten Einfahrten mit niedrigen gefahrenen (und signalisierten) Geschwindigkeiten nicht sehr unterschiedlich. Die grössere Schwerfälligkeit des Lastwagens wird durch die Fahrweise und den Verkehrssinn der Fahrer ausgeglichen.

Aus diesem Grund wird auf eine separate Behandlung des Lastwagenanteils verzichtet. Bei den im folgenden angegebenen Werten handelt es sich um PW-Einheiten[1].

3.1.2 Berechnung von q_2 (Verkehrsaufkommen auf dem rechten Fahrstreifen vor der Einmündung)

Die Grösse von q_2 hat zusammen mit dem einfahrenden Strom q_3 direkten Einfluss auf q_4 und auf die Verkehrsqualität nach der Einfahrt. q_2 hängt einerseits ab vom totalen Verkehrsaufkommen auf der Autobahn - also von der Grösse $q_1 + q_2$ - andererseits, wenn auch in vermindertem Masse, vom einfahrenden Strom q_3: Je stärker der einfahrende Strom, desto höher die Bereitschaft der Fahrer auf dem rechten Fahrstreifen, auf den linken auszuweichen.

Folgende beiden Regressionsmethoden wurden zur Bestimmung der Schätzformel verwendet:

a) Lineare Mehrfachregression

Die multi-variable lineare Regression wird für die Darstellung der Beziehung zwischen dem Verkehrsaufkommen auf dem rechten Fahrstreifen der Autobahn q_2 und dem totalen Autobahnverkehr vor der Einmündung $q_{12} = q_1 + q_2$, sowie dem einmündenden Verkehr q_3 verwendet. Die Analyse ergibt folgende Regressionsgleichung:

$$q_2 = 632 + 0.220 * q_{12} - 0.231 * q_3 \qquad B^{2)} = 0.50 \qquad (3\text{-}1)$$

Für die Regressionsanalyse wurden folgende Datenbereiche verwendet (PWE/h): q_{12}: (1284 - 3960); q_3: (348 - 1740). Stichprobengrösse n = 196 Intervalle

---

1) PWE: 1 PW = 1 PWE; 1 LW = 2 PWE

2) Bestimmtheitsmass B = (Korrelationskoeffizient r)^2

Als Vergleich die analoge Gleichung aus dem Highway Capacity Manual (HCM) (6):

$$q_2 = 136 + 0.345 * q_{12} - 0.115 * q_3 \qquad (3\text{-}2)$$

Datenumfang der Analyse (PWE/h): q_{12}: (400 - 3400), q_3: (50 - 1400)

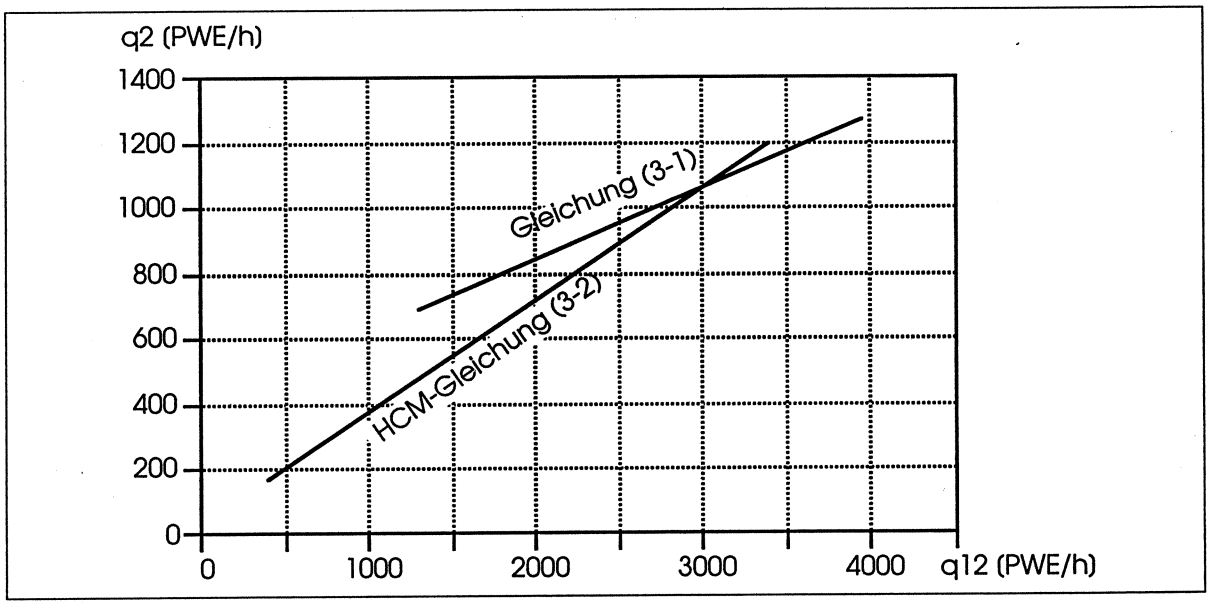


Abbildung 4: Vergleich Gleichung (3-1) mit HCM-Formel (3-2); q_3 = 1000 PWE/h

b) Lineare Regression mit einer Variablen in zwei Stufen

Ist q_3 konstant, hängt q_2 einzig von q_{12} ab. Die Beziehung q_2 zu q_{12} kann für verschiedene q_3 linear ausgedrückt werden. Die Beobachtungsdaten werden zu diesem Zweck nach q_3-Intervallen von (100 - 200), (200 - 300), (300 - 400) usw. gruppiert. Für jede Gruppe wird eine lineare Regression nach folgender Gleichung durchgeführt:

$$q_2 = a * q_{12}$$

wobei $a = b + c * q_3$

Die lineare Regression in zwei Stufen wurde nur für die Daten aus 1-Minuten-Intervallen durchgeführt. Sie ist im Anhang B dargestellt. Da ihre Resultate schlechter als diejenigen der unveränderten HCM-Gleichung waren, wurde auf eine Analyse der 5-Minuten-Intervalle verzichtet.

Um einen Quervergleich zwischen den Gleichungen zu erhalten, wurden die Resultate der Gleichungen (3-1) und (3-2) den beobachteten Werten gegenübergestellt. Tabelle 2 gibt eine Übersicht über die Summe der festgestellten absoluten und relativen Abweichungen. Die absoluten Abweichungen werden als Summe ihrer Quadrate dargestellt. Für die relative Abweichung wird diese zusätzlich durch den beobachteten Wert geteilt. Dies verursacht eine Gewichtung der Abweichungen: Je höher der Beobachtungswert, desto weniger fällt die zugehörige Differenz ins Gewicht. So wird bei der Beurteilung der Gleichungen eine zu starke Berücksichtigung der hohen Beobachtungswerte vermieden.

	Gleichung (3-1) $q_2 = 632 + 0.22\ q_{12} - 0.231\ q_3$ n = 196	Gleichung (3-2) HCM $q_2 = 136 + 0.345\ q_{12} - 0.115\ q_3$ n = 196
$\Sigma(q_2^*(i) - q_2(i))^2$	4'323'331	5'803'658
$\Sigma\{(q_2^*(i) - q_2(i))^2/q_2(i)\}$	4'122	5'327

Tabelle 2: Vergleich der Abweichungen der verschiedenen Gleichungen
$q_2^*(i)$: berechneter Wert; $q_2(i)$: beobachteter Wert

Der Vergleich der Summe der quadrierten Abweichungen zeigt, dass Gleichung (3-1) sowohl hinsichtlich der absoluten als auch der relativen Betrachtung die besseren Resultate ergibt.

Aus Abbildung 5 ist ersichtlich, dass die Gleichung (3-1) q_2 bei hohen Werten tendenziell unterschätzt, bei tiefen eher überschätzt.

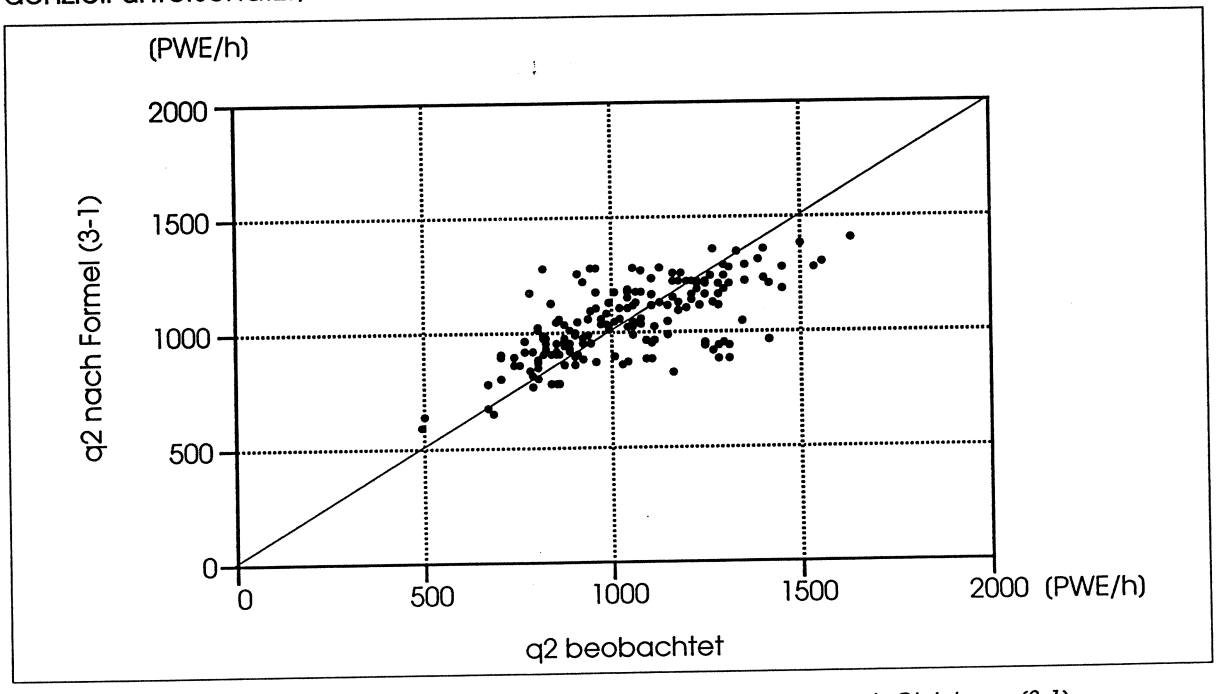


Abbildung 5: Vergleich zwischen q_2 beobachtet und q_2^* berechnet nach Gleichung (3-1)
n = 196

3.1.3 Berechnung von q_4 (Verkehrsaufkommen auf dem rechten Fahrstreifen nach der Einmündung)

Der Verkehr auf dem rechten Fahrstreifen nach der Einmündung q_4 kann als erste Näherung mit der Summe des gleichen Streifens vor der Einmündung und des einfahrenden Verkehrs, also $q_2 + q_3$ gleichgesetzt werden. Beobachtungen bestätigen diese Annahme jedoch nicht (s. Abbildung 6): Die Summe von $q_2 + q_3$ liegt im allgemeinen über dem tatsächlich für q_4 beobachteten Wert. Der Grund hierfür liegt in der Tatsache, dass besonders bei hohem Verkehrsaufkommen viele Lenker auf dem rechten Fahrstreifen wegen dem einfahrenden Verkehr im Bereich der Einfahrt die Spur wechseln. Dieser Vorgang ist demnach empirisch zu analysieren und quantifizierbar darzustellen.

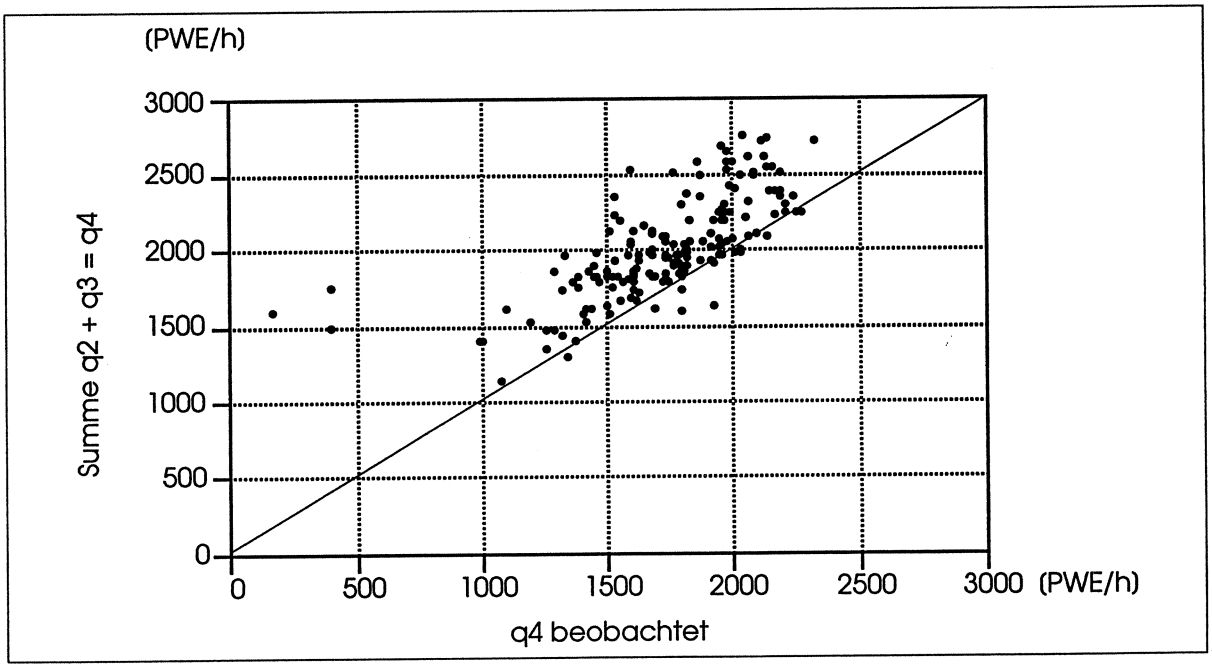


Abbildung 6: Vergleich zwischen q_4 beobachtet und der Summe $q_2 + q_3$
n = 166

Die Herleitung von brauchbaren Schätzformeln erfolgte auf der Basis der zu 5-Minuten-Intervallen zusammengefassten Beobachtungsdaten mit Einfach- und Mehrfachregression. Die wichtigsten Einflussgrössen sind q_1, q_2 und q_3.

a) Lineare Mehrfachregression

Zur Überprüfung der Beziehung zwischen q_4, dem Gesamtverkehr nach der Einfahrt: $q_{23} = q_2 + q_3$ und q_1 wurde die lineare Mehrfachregression eingesetzt. Es ergab sich folgende Regressionsgleichung:

$$q_4 = 338 + 0.615 * q_{23} + 0.099 * q_1 \qquad B = 0.60 \qquad (4\text{-}1)$$

Datenumfang der Analyse (PWE/h): q_{23}: (1128 - 2748); q_1: (696 - 2604)

Stichprobenumfang n = 166

Die lineare Mehrfachregression wurde auch zur Überprüfung der Beziehung zwischen q_4 und q_{12} (Autobahnverkehr vor der Einfahrt) und q_3 (Verkehr auf der Einfahrt) eingesetzt. Die resultierende Regressionsgleichung ist:

$$q_4 = 657 + 0.251 * q_{12} + 0.393 * q_3 \qquad B = 0.43 \qquad (4\text{-}2)$$

Datenumfang der Analyse (PWE/h): q_{12}: (1284 - 3960); q_3: (348 - 1740)

n = 166

b) Einfache Regressionen

Zur Analyse der Beziehung zwischen q_4 und der Summe aus rechtem Fahrstreifen q_2 und einfahrendem Verkehr q_3, q_{23} (= $q_2 + q_3$) wurde die exponentielle Regression eingesetzt. Die Regressionsgleichung lautet:

$$q_4 = 4.753 * q_{23}^{0.777} \qquad B = 0.58 \qquad (4\text{-}3)$$

Datenumfang der Analyse (PWE/h): q_{23}: (1128 - 2748)

n = 166

Die gleiche Beziehung wurde auch mit der polynomialen Regression untersucht. Die Regressionsgleichung lautet in diesem Fall:

$$q_4 = - 877 + 1.99 * q_{23} - 0.00033 * q_{23}^2 \qquad B = 0.61 \qquad (4\text{-}4)$$

Datenumfang der Analyse (PWE/h): q_{23}: (1128 - 2748); n = 166

Um einen Quervergleich zwischen den Gleichungen zu erhalten, wurden die Resultate der Gleichungen (4-1), (4-2), (4-3) und (4-4) den beobachteten Werten gegenübergestellt. Da q_4 in den Gleichungen (4-1), (4-2) und (4-4) von q_{23} und (in der Gleichung (4-1)) von q_1 abhängig ist, wurden in der Beurteilung zwei Fälle betrachtet:

1) q_2 wird mit Gleichung (3-1) berechnet, q_1 mit $q_1 = q_{12} - q_2$ (q_2 aus Gleichung 3-1)
2) Die beobachteten Daten von q_2 werden für die Summenbildung $q_{23} = q_2 + q_3$ verwendet;

In Tabelle 3 sind die Abweichungen der Berechnung von der Beobachtung für die verschiedenen Gleichungen dargestellt. Wie schon in Tabelle 2 sind auch hier sowohl die Summe der absoluten als auch der relativen Differenzen angegeben. Der Vergleich mit den Ergebnissen aus der Grobschätzung $q_4 = q_2 + q_3$ zeigt, dass die Abweichungen unabhängig davon, ob q_2 beobachtet oder berechnet wurde, mehr als doppelt so hoch liegen als mit den Regressionsformeln.

	$\Sigma(q_4(i) - q_4^*(i))^2$	$\Sigma\{(q_4(i)-q_4^*(i))^2/q_4(i)\}$
$q_2 = 632 + 0.22\, q_{12} - 0.231\, q_3$ (Gleichung 3-1)		
Gleichung (4-1)	7'454'619	4'397
Gleichung (4-2)	7'128'283	4'272
Gleichung (4-3)	8'070'190	5'939
Gleichung (4-4)	8'054'917	4'856
$q_4 = q_2 + q_3$	20'883'473	12'849
q_2 : Beobachtete Werte		
Gleichung (4-1)	5'023'329	2'954
Gleichung (4-2)	7'128'283	4'272
Gleichung (4-3)	5'280'804	3'151
Gleichung (4-4)	4'976'292	3'024
$q_4 = q_2 + q_3$	18'584'784	11'033

Tabelle 3: Vergleich der Abweichungen der verschiedenen Gleichungen
$q_4(i)$: beobachteter Wert
$q_4^*(i)$: berechneter Wert nach Gleichungen (4-1), (4-2), (4-3) bzw. (4-4)
Stichprobenumfang n = 166

Abbildung 7 stellt den Vergleich zwischen q_4 beobachtet und q_4^* berechnet mit den Gleichungen (4-1), (4-2), (4-3) und (4-4) dar für den Fall, dass q_2 für die Berechnung von q_4 zur Verfügung steht. In Abbildung 8 ist der Vergleich für den Fall, dass q_2 nicht verfügbar ist, dargestellt.

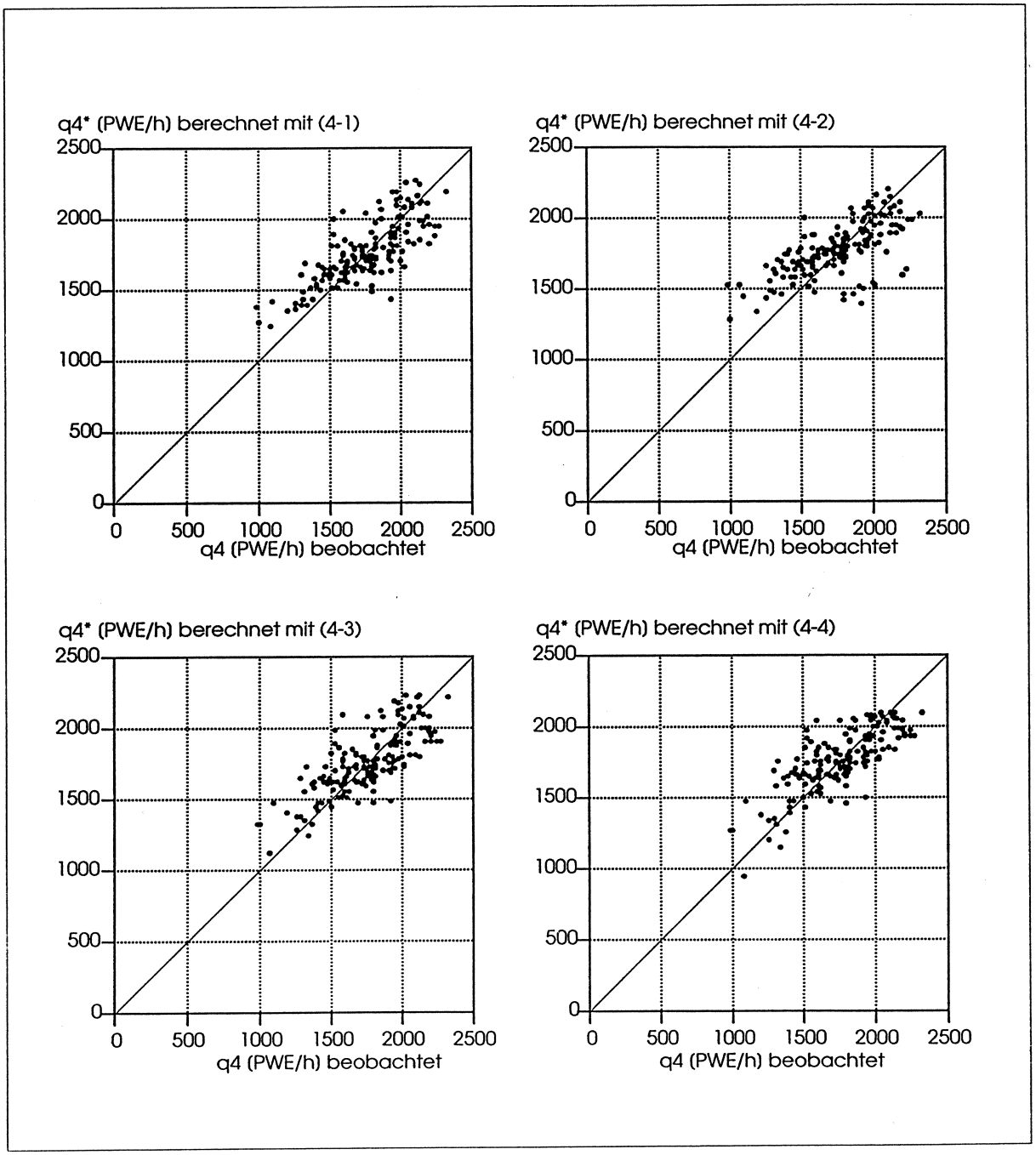


Abbildung 7: Vergleich zwischen q_4 beobachtet und q_4^* berechnet
Fall: q_2 ist verfügbar.

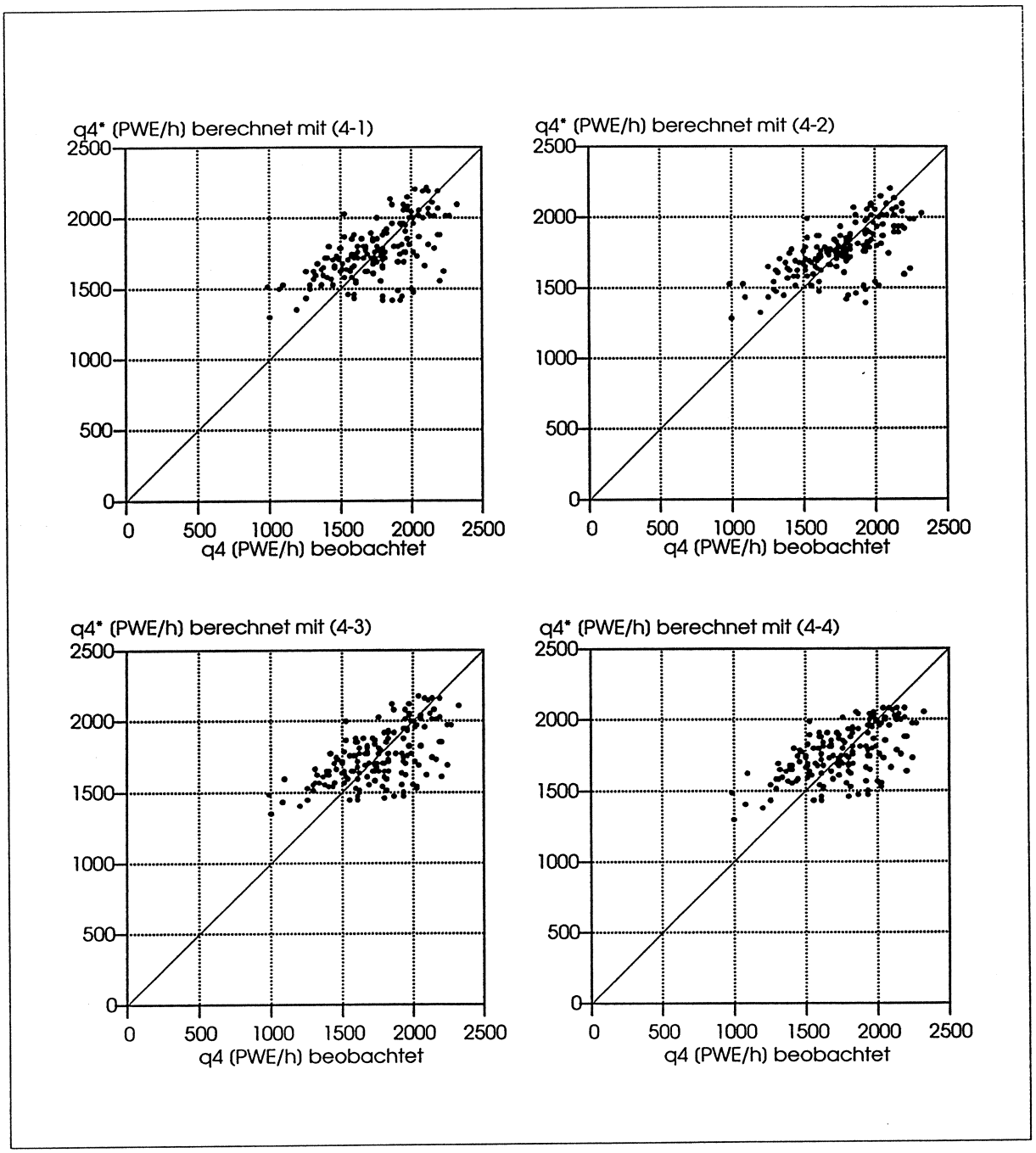


Abbildung 8: *Vergleich zwischen q_4 beobachtet und q_4^* berechnet*

Fall: q_2 ist nicht verfügbar; wird mit Gleichung (3-1) aus den Grössen q_{12} und q_3 berechnet.

Aus Tabelle 3 und aus den Abbildungen 7 und 8 geht hervor, dass die Gleichungen (4-1) und (4-4) ähnlich präzise Resultate liefern, wenn q_2 separat erhoben wurde, andernfalls ist Gleichung (4-2) vorzuziehen, weil sich für diese Gleichung die Berechnung von q_2 erübrigt.

In der Praxis stehen die Verkehrsstärken der Fahrstreifen der Hauptfahrbahn selten separat zur Verfügung, da für die meisten Anwendungen lediglich der gesamte Verkehrsstrom pro Richtung interessiert. Aus diesem Grund steht für die Ermittlung der Verkehrsstärke q_4 die Gleichung (4-2) eindeutig im Vordergrund. Müssen für die Beurteilung der Verkehrssituation eigene Erhebungen durchgeführt werden, kann der Zählaufwand bei Verwendung der Gleichung (4-4) im Vergleich zu (4-2) reduziert werden, da sich die Erhebung von q_1 erübrigt.

3.2 Verkehrsqualitätsstufen

3.2.1 Bestimmung der Stärke - Geschwindigkeits - Dichte- Funktion

Verkehrsstärke (q, Fz/h), Geschwindigkeit (v, km/h) und Dichte (k, Fz/km) sind die wesentlichen Grössen zur Beschreibung eines Verkehrsstroms. Sie eignen sich gut zur Beurteilung von Verkehrscharakteristiken. Auch das Verkehrsgeschehen an Autobahneinfahrten kann damit beschrieben werden. Aus dem quantifizierten Zusammenhang dieser Grössen lassen sich die Verkehrsqualitätsstufen ableiten.

Aus der Verkehrsflusstheorie ist die Zustandsgleichung bekannt

$$q = k * v \qquad (5\text{-}1)$$

Graphisch wird diese Gleichung im Fundamentaldiagramm dargestellt. Die Vielzahl von Studien zum Fundamentaldiagramm lassen den Schluss zu, dass zur Vereinfachung der statistischen Analyse zwischen Geschwindigkeit und Dichte ein linearer Zusammenhang angenommen werden darf.

$$v = a + b * k$$

wobei a und b Konstanten sind.

Wenn die Dichte k sehr klein ist (k -> 0), entspricht v der mittleren Geschwindigkeit unbehinderter Fahrzeuge (v_f).

$$k \to 0: v \to v_f; \qquad \text{also ist } a = v_f$$

Andererseits tendiert v bei zunehmenden k üblicherweise gegen 0. Der Wert $v = 0$ wird bei Verkehrsstillstand erreicht, k entspricht dann der Staudichte k_j.

Daraus folgt die Geschwindigkeits-Dichte-Beziehung:

$$v = v_f * (1 - k/k_j) \qquad (5\text{-}2)$$

Daraus folgt mit Gleichung (5-1), $q = v * k$:

$$q = v_f * (k - k^2/k_j) \qquad (5\text{-}3)$$

Aus Gleichung (5-2) kann abgeleitet werden: $k = k_j * (1 - v/v_f)$

Damit folgt aus Gleichung (5-1), $q = v * k$:

$$q = k_j * (v - v^2/v_f) \qquad (5\text{-}4)$$

Gegenstand der Untersuchung ist es, die Gleichungen (5-2), (5-3) und (5-4) basierend auf den Beobachtungsdaten zu bestimmen. Die unbekannten Grössen sind die mittlere Geschwindigkeit unbehinderter Fahrzeuge v_f und die Staudichte k_j.

Da auf dem rechten Fahrstreifen nach der Einfahrt die Verflechtungsvorgänge stattfinden müssen und entsprechend hohe Verkehrsbelastungen auftreten, dienen das Verkehrsaufkommen q_4 und die gleichzeitig erhobene Geschwindigkeit v_4 als Basis für die Beurteilung der Verkehrsqualität. In der Analyse wird nach 3 Fällen mit unterschiedlicher erlaubter Höchstgeschwindigkeit unterschieden: 80 km/h (Messstelle Baregg, 373 Minuten ausgewertet), 100 km/h (Messstellen Wülflingen, Opfikon, Zürich-Affoltern, Weiningen; 279 Minuten) und 120 km/h (Messstellen Thalwil, Seebach; 180 Minuten).

Wie schon für die Berechnung der Verkehrsbelastung der Fahrstreifen wurde auch hier je eine statistische Analyse mit den 1- und den 5-Minuten-Intervallen durchgeführt. Für Kapazitätsberechnungen sind die Werte aus 1-Minuten-Intervallen nicht geeignet, da die Stunden-Kapazität stets deutlich tiefer als die 60-fache beobachtete Minuten-Kapazität liegt. Die Analyse der 1-Minuten-Intervalle ist im Anhang B dargestellt. Aussagekräftigere Hinweise liefert die Analyse der 5-Minuten-Intervalle, wo Extremwerte bereits zum Teil ausgeglichen werden.

3.2.2 Vorgehensweise bei der Datenanalyse

Da zwischen Geschwindigkeit und Dichte näherungsweise von einem linearen Zusammenhang ausgegangen werden kann, wurde mit diesen Daten eine lineare Regression durchgeführt, woraus eine Gleichung der Form $v = a + b * k$ und ein Bestimmtheitsmass B errechnet werden konnte.

Mit den Werten "a" und "b" konnten die Werte v_f und k_j bestimmt werden, die wiederum in die Gleichungen (5-3) und (5-4) eingesetzt werden konnten. Anschliessend wurden die Stärke-Dichte- und Stärke-Geschwindigkeits-Kurven und das Mass ihrer Korrelation mit den beobachteten Daten berechnet.

Mit den Stärke- und Dichte-Daten wurde eine polynomiale Regression ohne Konstanten durchgeführt. Die Form der Gleichung lautet $q = a * k + b * k^2$. Auch hier konnte ein Bestimmtheitsmass B bestimmt werden.

Mit den Werten "a" und "b" konnten wiederum die Werte v_f und k_j bestimmt werden, die nun in die Gleichungen (5-2) und (5-4) eingesetzt wurden. Anschliessend wurden die Geschwindigkeits-Dichte- und - erneut - Stärke-Geschwindigkeits-Kurven und ihre Bestimmtheitsmasse mit den beobachteten Daten berechnet.

Eine ähnliche polynomiale Regression ohne Konstanten wurde mit den Geschwindigkeits-/Stärke - Daten durchgeführt. Auch hier resultiert eine Gleichung der Form $q = a * k + b * k^2$ mit zugehörigem Bestimmtheitsmass.

Die Werte von v_f und k_j wurden für die drei zulässigen Höchstgeschwindigkeiten 80 km/h, 100 km/h, 120 km/h berechnet. Dabei wurde in einem ersten Schritt ein Fundamentaldiagramm mit Durchschnittswerten aus den drei Beziehungen (5-2), (5-3) und (5-4) für v_f (je nach signalisierter Höchstgeschwindigkeit) und für k_j (alle Geschwindigkeiten zusammen) erstellt. Es zeigte sich, dass die Durchschnittsbildung problematisch ist, da die sehr schlecht korrelierende q-v - Funktion (5-4) das Resultat massgeblich beeinflusst (s. Anhang A1 ff).

Im zweiten Schritt wurde daher von den (gut korrelierenden) v-k - und q-k - Funktionen ausgegangen. In einer Konfidenzanalyse (s. Anhang A9 ff) wurde festgestellt, dass zwischen den Funktionen der mit 80 bzw. 100 km/h signalisierten Einfahrten kein signifikanter Unterschied besteht. Die beiden Konfidenzintervalle für q_{max} in der q-k - Funktion sind nahezu deckungsgleich.

Aus diesem Grund kann für die Bestimmung der Verkehrsqualitätsstufen auf eine getrennte Behandlung der mit 80 resp. 100 km/h signalisierten Einfahrten verzichtet werden (s. Anhang A13 ff).

3.2.3 Ergebnisse

Die Messwerte der Einfahrten mit signalisierter Höchstgeschwindigkeit 120 km/h liegen alle nahe beisammen und nie in der Nähe der Leistungsfähigkeit. Sie eignen sich daher weniger für die Beurteilung der Verkehrsqualität. In der Praxis zeigt sich auch, dass an starkbelasteten Einfahrten mit einer entsprechend grossen Bandbreite der zu beobachtenden Verkehrsqualitätsstufen die erlaubte Höchstgeschwindigkeit schon aus Gründen der Verkehrssicherheit meist tiefer als 120 km/h signalisiert ist.

Aus der Regressionsanalyse der Beziehungen v-k und q-k ergeben sich für k_j und v_f:

$$k_j = 80 \text{ Fz/km} \qquad v_f = 110 \text{ km/h}$$

Die Funktionen des entsprechenden Fundamentaldiagramms lauten somit:

$$q = 110 * k - 1.38 * k^2 \tag{6-1}$$

$$v = 110 - 1.38 * k \tag{6-2}$$

$$q = 80 * v - 0.73 * v^2 \tag{6-3}$$

Aus Abbildung 9 geht hervor, dass der Verkehrsstrom q4, also der Strom auf dem rechten Fahrstreifen nach der Einfahrt, bei einer Geschwindigkeit von knapp 60 km/h seine maximale Leistungsfähigkeit aufweist. Diese Geschwindigkeit ist das Ergebnis der Verkehrsdichte. Es ist nicht so, dass mit einer dementsprechend signalisierten Höchstgeschwindigkeit die maximale Leistungsfähigkeit erzielt würde. Vielmehr reduzieren die Fahrer bei zunehmender Verkehrsdichte infolge ihres subjektiven Sicherheitsempfindens die Geschwindigkeit. Ist die maximale Leistungsfähigkeit erreicht, pendelt sich offenbar die mittlere Geschwindigkeit bei 60 km/h ein. Bei weiter zunehmender Nachfrage steigt die Dichte weiter an. Geschwindigkeit und damit verarbeitbare Verkehrsstärke sinken. Die Nachfrage wird höher als die maximal mögliche Verkehrsstärke und es kommt zum Verkehrszusammenbruch.

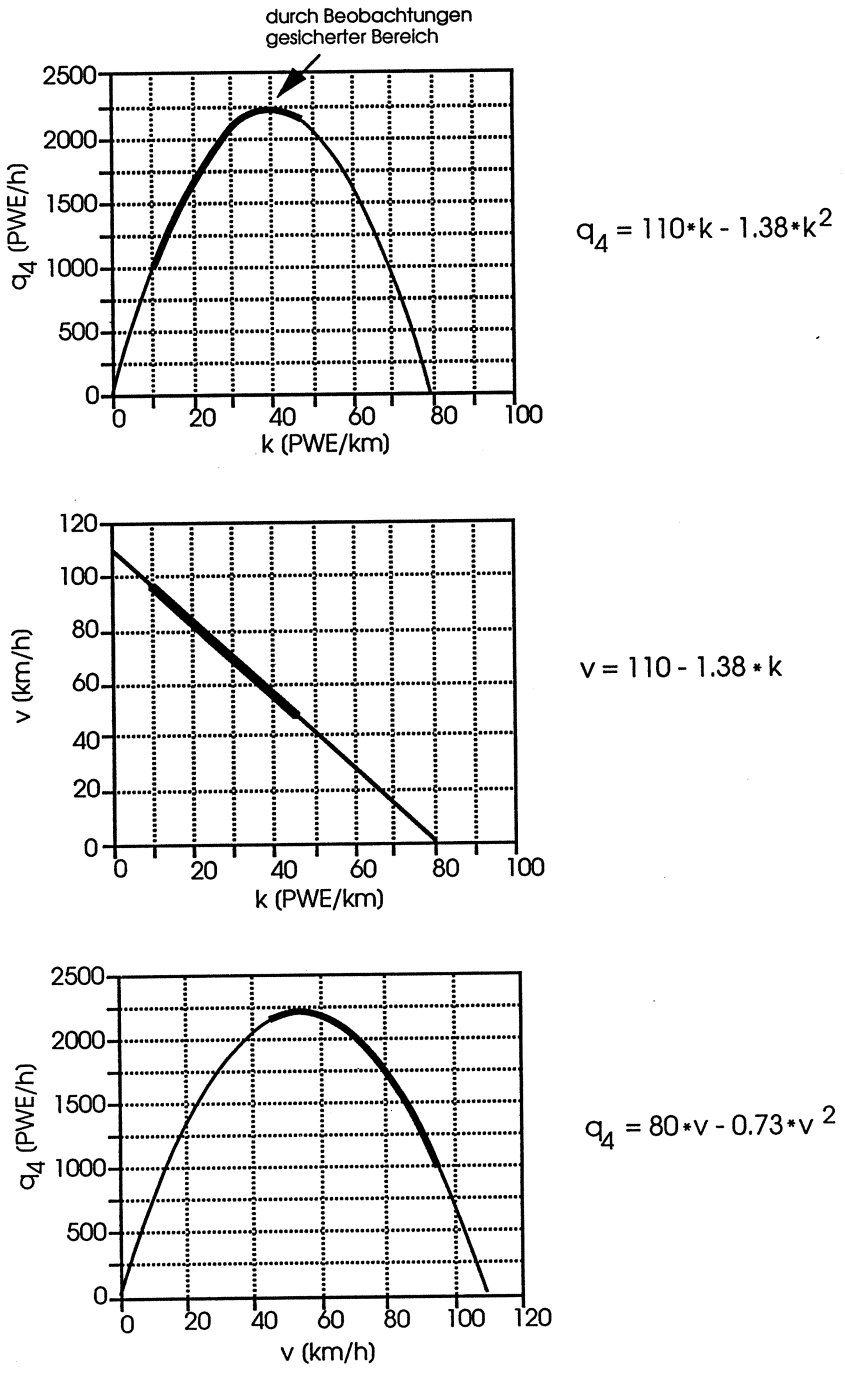


Abbildung 9: Fundamentaldiagramm für die Beurteilung der Verkehrsqualitätsstufen (Ergebnis aus der Herleitung in Anhang A13)

4. Verfahren zur Bestimmung der Leistungsfähigkeit von Einfahrten in Hochleistungsstrassen

4.1 Fragestellung

Die Leistungsfähigkeit von Einfahrten in Hochleistungsstrassen kann grundsätzlich auf zwei Arten beurteilt werden:

angebotsorientiert - nachfrageorientiert

Die angebotsorientierte Fragestellung geht von einer bestimmten Verkehrsqualität aus und ermittelt die bewältigbaren Verkehrsstärken:

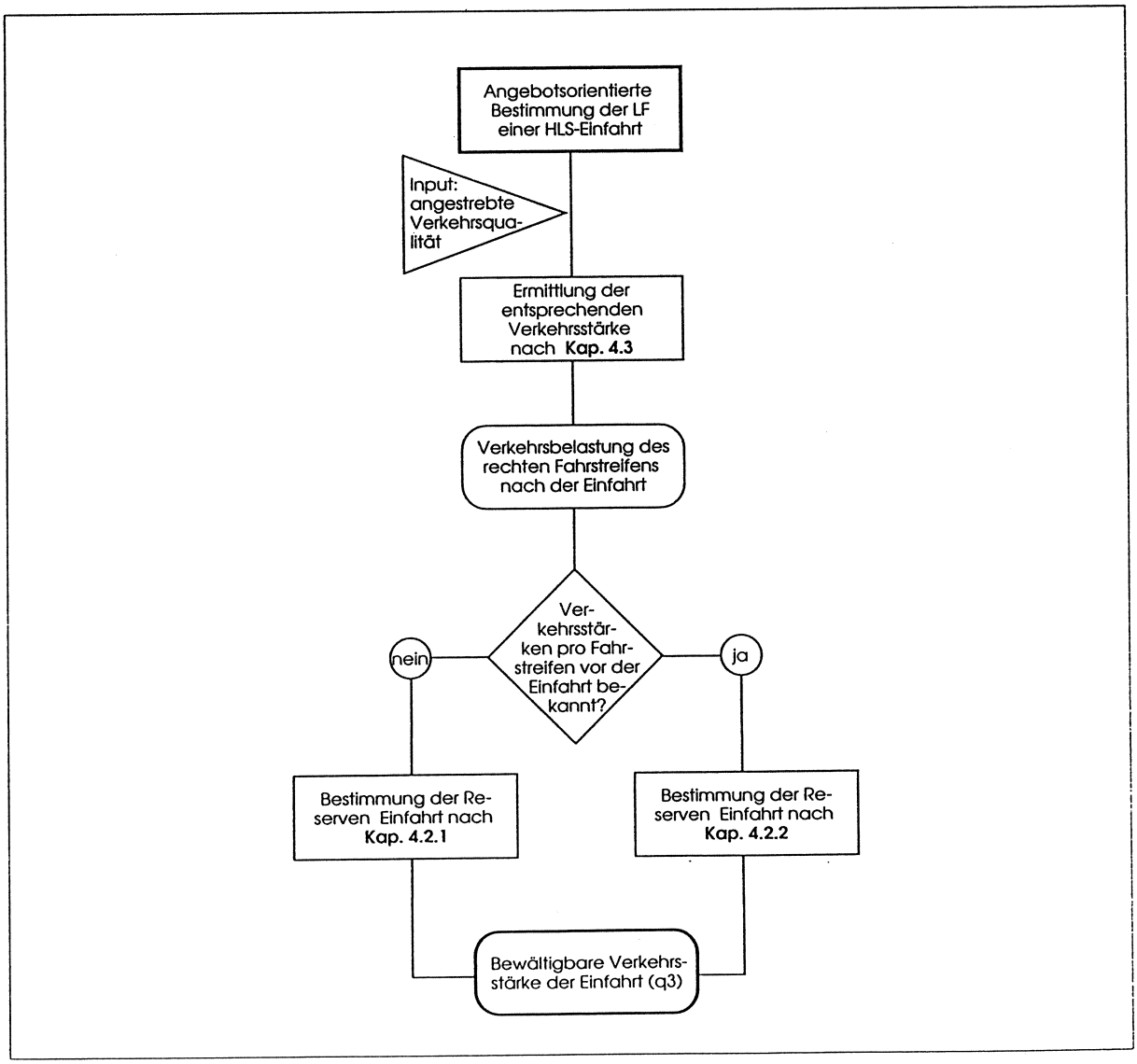


Abbildung 10: Ablaufschema angebotsorientierte Leistungsfähigkeitsermittlung

Mit der nachfrageorientierten Fragestellung wird ausgehend von einer bestimmten Belastung die dann vorhandene Verkehrsqualität ermittelt.

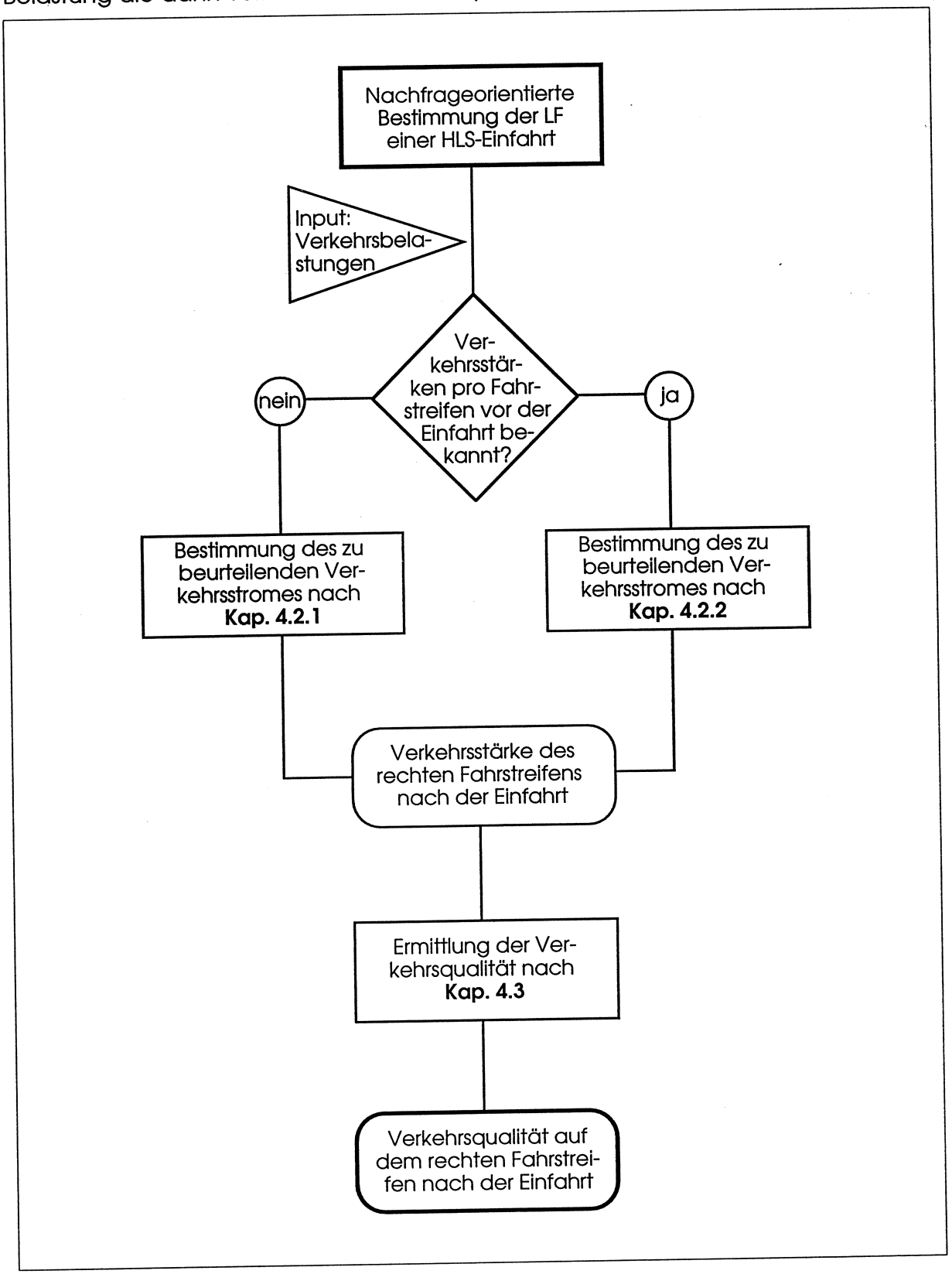


Abbildung 11: Ablaufschema nachfrageorientierte Leistungsfähigkeitsermittlung

4.2 Ermittlung des zu beurteilenden Verkehrsstromes

Die in diesem Abschnitt besprochenen Fahrströme sind wie folgt definiert:

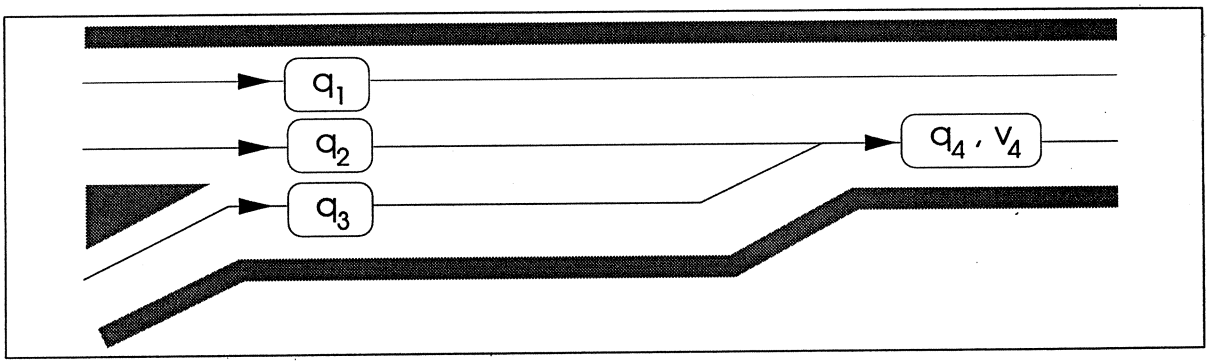


Abbildung 12: Definition der Verkehrsströme (Wiederholte Darstellung der Abbildung 1 zur besseren Lesbarkeit))

4.2.1 Berechnung von q_4 ohne Kenntnis der einzelnen Streifenbelastungen

Der Fall, dass q_1 und q_2 nicht einzeln, sondern nur als Summe bekannt sind, tritt in der Praxis häufig auf, da für die meisten Anwendungen der totale Verkehrsstrom pro Richtung interessiert. Wie in Abschnitt 3.1.3 dargelegt, kommt in diesem Fall eine Gleichung zur Anwendung, die q_4 nur in Abhängigkeit zu $q_{12} = q_1 + q_2$ und q_3 setzt:

$$q_4 = 657 + 0.251 * q_{12} + 0.393 * q_3$$

Geltungsbereich (PWE): $1'300 < q_{12} < 4'000$; $350 < q_3 < 1'750$

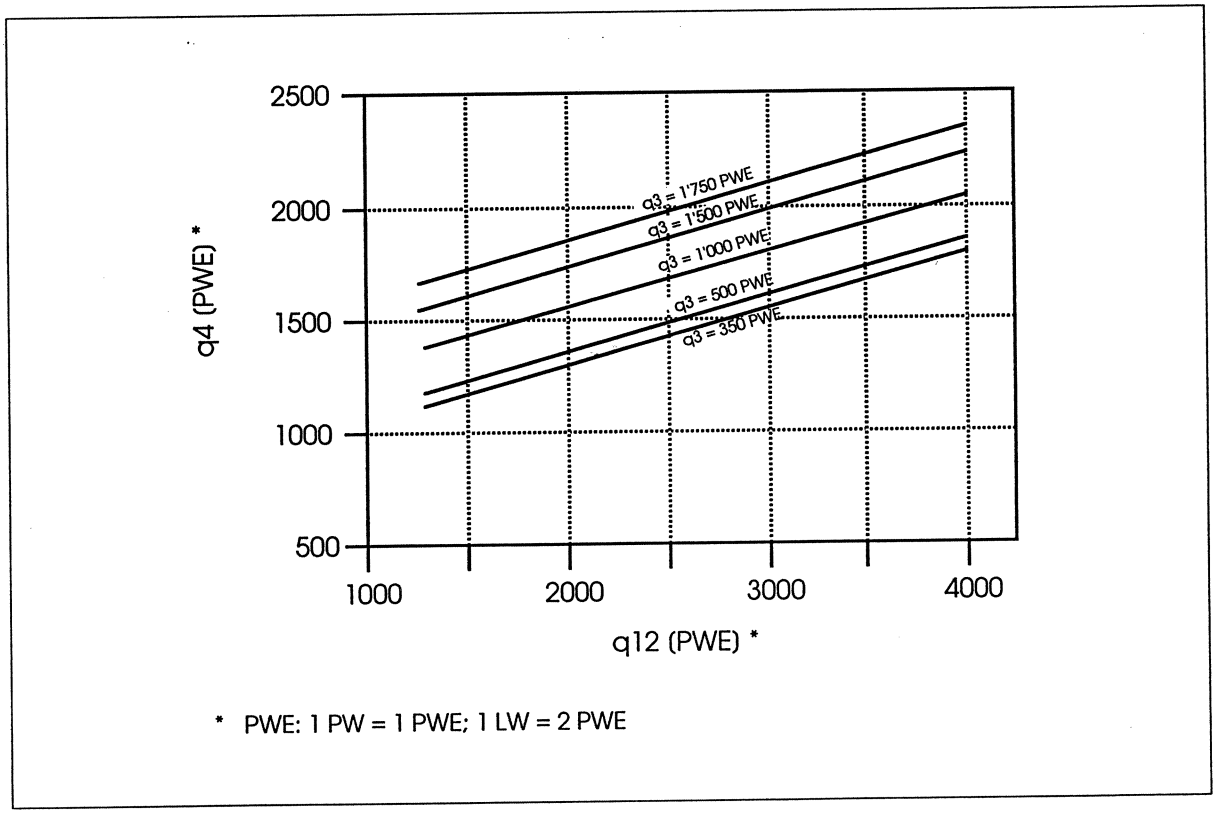


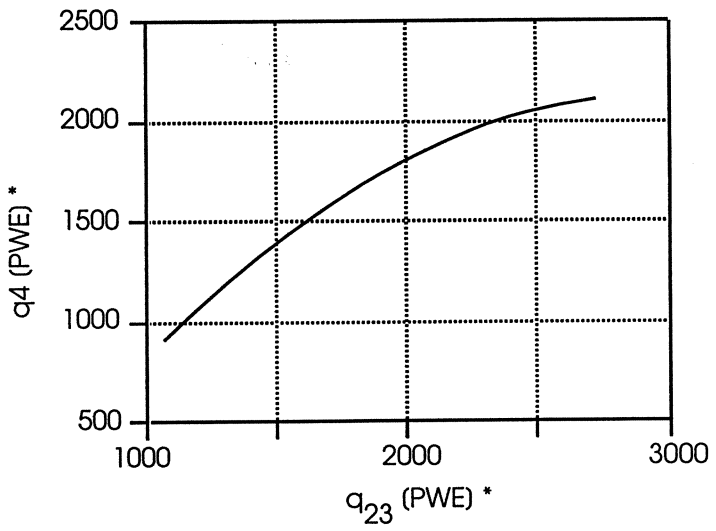
Abbildung 13: Nomogramm zur Bestimmung von q_4 in Abhängigkeit von q_{12} (Achtung: bei Extrapolation sind die Ergebnisse nicht gesichert)

4.2.2 Berechnung von q_4 in Kenntnis der Belastung des rechten Fahrstreifens vor der Einfahrt q_2

Da q_4 auf dem gleichen Fahrstreifen wie q_2 liegt, erhöht die Kenntnis von q_2 die Genauigkeit der Resultats für q_4 deutlich (vgl. Abschnitt 3.1.3). q_2 ist insbesondere dann zu erheben, wenn für die Beurteilung der Verkehrssituation an einer Einfahrt eine spezielle Zählung durchgeführt werden muss. In diesem Fall ist folgende Gleichung zu verwenden:

$$q_4 = -877 + 1.99 * q_{23} - 0.00033 * q_{23}^2$$

Geltungsbereich (PWE): $1'100 < q_{23} < 2'750$



* PWE: 1 PW = 1 PWE; 1 LW = 2 PWE

Abbildung 14: Nomogramm zur Bestimmung von q_4 in Abhängigkeit von $q_{23} = q_2 + q_3$ (Achtung: bei Extrapolation sind die Ergebnisse nicht gesichert)

4.3 Beurteilung der Verkehrsqualitätsstufen

Die Leistungsfähigkeit kann nur im Zusammenhang mit der entsprechenden Verkehrsqualität angegeben werden. Der in der Norm SN 641.145 definierte Begriff der "Zulässigen Belastung (ZB)" (zügiges Fahren ohne unzumutbare Nachteile für Anstösser und Fussgänger) ist ein Beispiel einer Verkehrsqualitätsstufe. Schon durch die Definition ist dieser Begriff auf die Verhältnisse an Hochleistungsstrassen nicht anwendbar. Eine feinere Abstufung schlägt das amerikanische Highway Capacity Manual (6) vor. Darauf baut Keller (18) die Definition der Verkehrsstufen auf:

Verkehrsqualitätsstufe	**Dichte k (PWE/km)**	**Betriebsbedingungen**
A	$A \leq 7.4$	Freier Verkehrsfluss
B	$7.4 < B \leq 12.4$	Stetiger Verkehrsfluss (oberer Geschwindigkeitsbereich)
C	$12.4 < C \leq 18.6$	Stetiger Verkehrsfluss (unterer Geschwindigkeitsbereich)
D	$18.6 < D \leq 26.0$	Annähernd unsteter Verkehrsfluss
E	$26.0 < E \leq 41.5$	Unsteter Verkehrsfluss
F	$41.5 < F$	Stau, unterbrochener Verkehrsfluss

Tabelle 4: Verkehrsqualitätsstufen (Levels of Service) gemäss HCM (6) bzw. Keller (18) mit Dichtekriterien

Mit den Kategorien aus Tabelle 4 lässt sich das Verkehrsgeschehen im Querschnitt q_4 beschreiben. In Anlehnung an das HCM (6) erfolgt die Quantifizierung der einzelnen Stufen über das Kriterium Dichte k (PWE/km).

Zusätzlich sind für die Dimensionierung die Verkehrsschwankungen innerhalb der Spitzenstunde zu berücksichtigen. Eine Stunde besteht nicht aus 12 durchschnittlich belasteten 5-Minuten-Intervallen. Die an den Messstellen ermittelte Dauerkurve für die Intervalle q_4 (Abbildung 15) zeigt, dass während ca. 50% der Zeit der Durchschnittswert, der dem Dichtekriterium in Tabelle 5 zu Grunde liegt, überschritten ist. Die Einhaltung der Verkehrsqualitätsstufe wäre also während etwa der Hälfte der Zeit nicht gewährleistet.

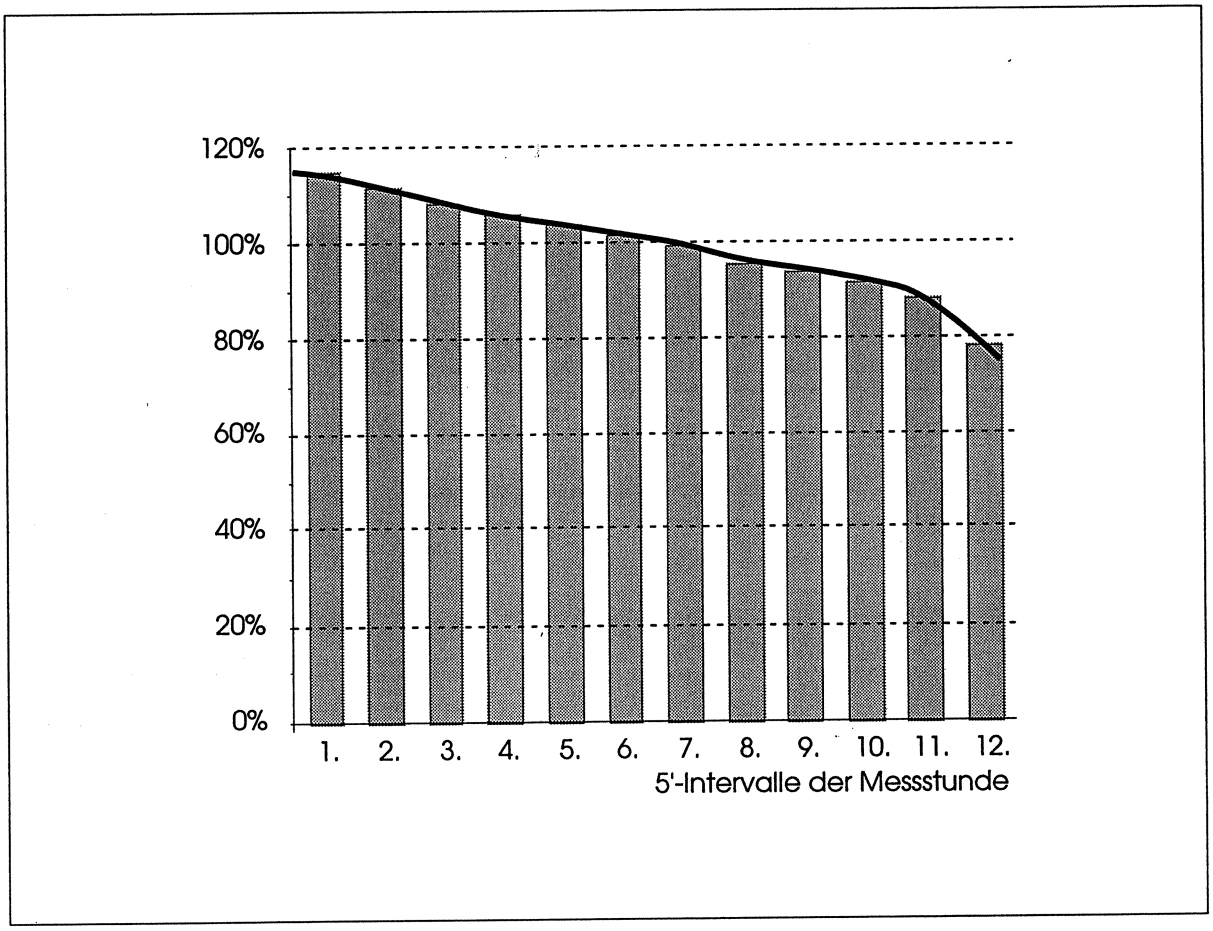


Abbildung 15: Dauerkurve des Verkehrsstroms q_4 (Mittelwert aller Messungen)

Um auch die 5-Minuten-Spitzen abzudecken, sind die für die Dimensionierung zu verwendenden Verkehrsstärken um 14% zu reduzieren. Können kurzfristige Überschreitungen der angestrebten Verkehrsqualitätsstufe in Kauf genommen werden, reicht eine Reduktion um 9% (Überschreitung der Dichte k in durchschnittlich zwei 5-Minuten-Intervallen).

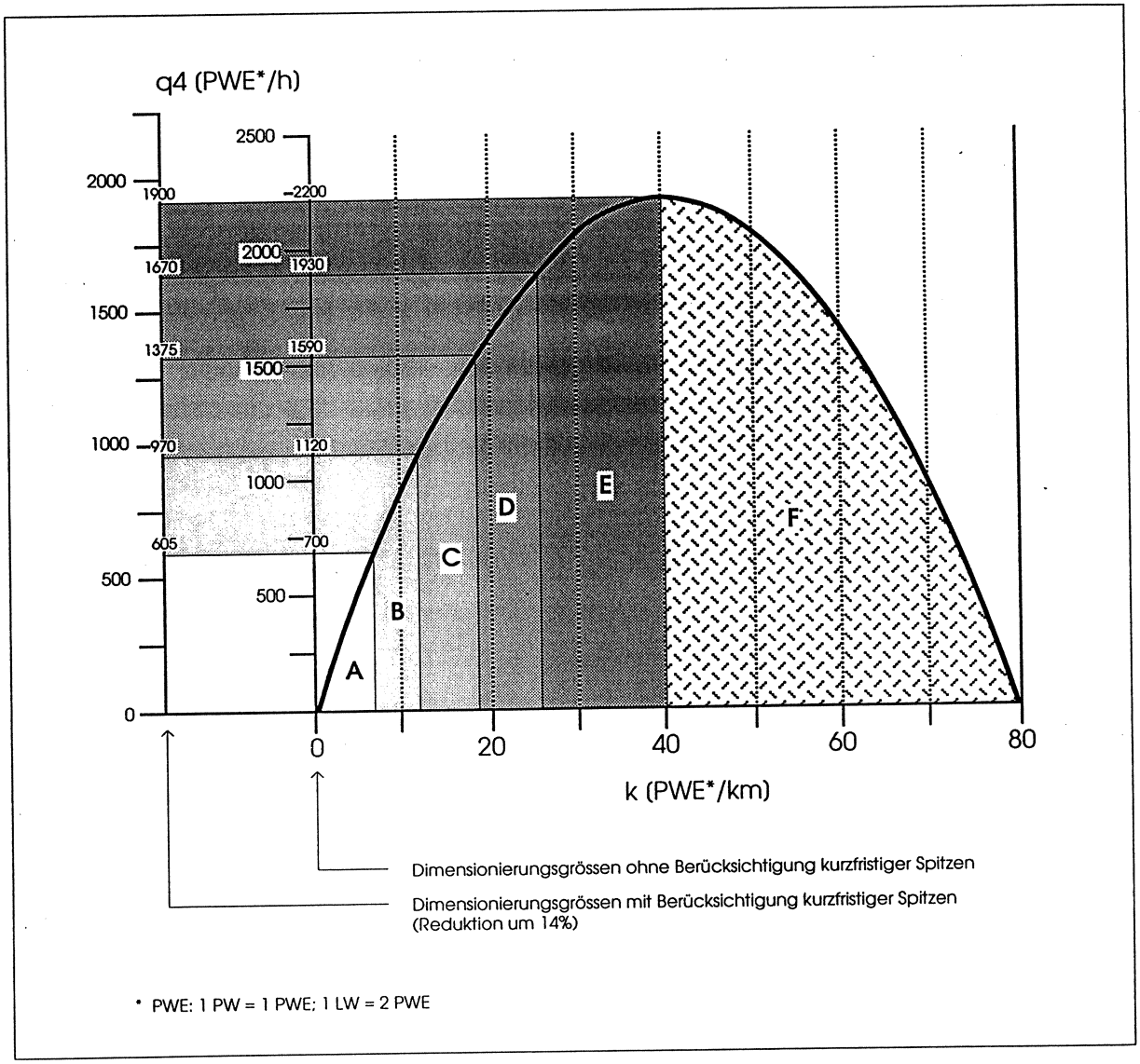


Abbildung 16: Zuordnung der HCM-Verkehrsqualitätsstufen zu q_4 in Abhängigkeit der Dichte k

Mit der Gleichung (6-1), $q_4 = 110 * k - 1.38 * k^2$, ergibt sich folgende Zuordnung der Verkehrsstärken zu den Verkehrsqualitätsstufen:

Verkehrsqualitätsstufe	Bereich von q_4 (PWE/h) ohne Berücksichtigung kurzzeitiger Spitzen			Bereich von q_4 (PWE/h) mit Berücksichtigung kurzzeitiger Spitzen		
A	0	bis	700	0	bis	605
B	701	bis	1120	606	bis	970
C	1121	bis	1590	971	bis	1375
D	1591	bis	1930	1376	bis	1670
E	1931	bis	2200	1671	bis	1900

Tabelle 5: Beurteilung der Verkehrsqualität bei verschiedenen Verkehrsstärken q_4

Der Verkehrsqualitätsstufe F (unterbrochener Verkehrsfluss) kann keine Verkehrsstärken eindeutig zugeordnet werden. Ist $q_4 > 2'200$ PWE/h, liegt ein unsteter Verkehrszustand im Bereich E - F vor.

4.4 Vergleich mit der Theorie von Drew

Nicht beantwortet wird die Frage nach der optimalen Auslastung einer Hochleistungsstrasse. Drew (4) stellte mit Analogien zu energetischen Überlegungen fest, dass sich das Optimum des Verhältnisses zwischen interner und kinetischer Energie eines Verkehrsstroms bei v = 2/3 * v_f (v_f freie, unbehinderte Geschwindigkeit) einstellt: die interne Energie erreicht dort ihren Nullpunkt, die kinetische ihr Maximum. Bei v = 1/3 * v_f und bei v = 0.91 * v_f sind kinetische und interne Energie gleich, bei v = 0 und v = v_f besitzt der Verkehrsstrom nur noch interne Energie.

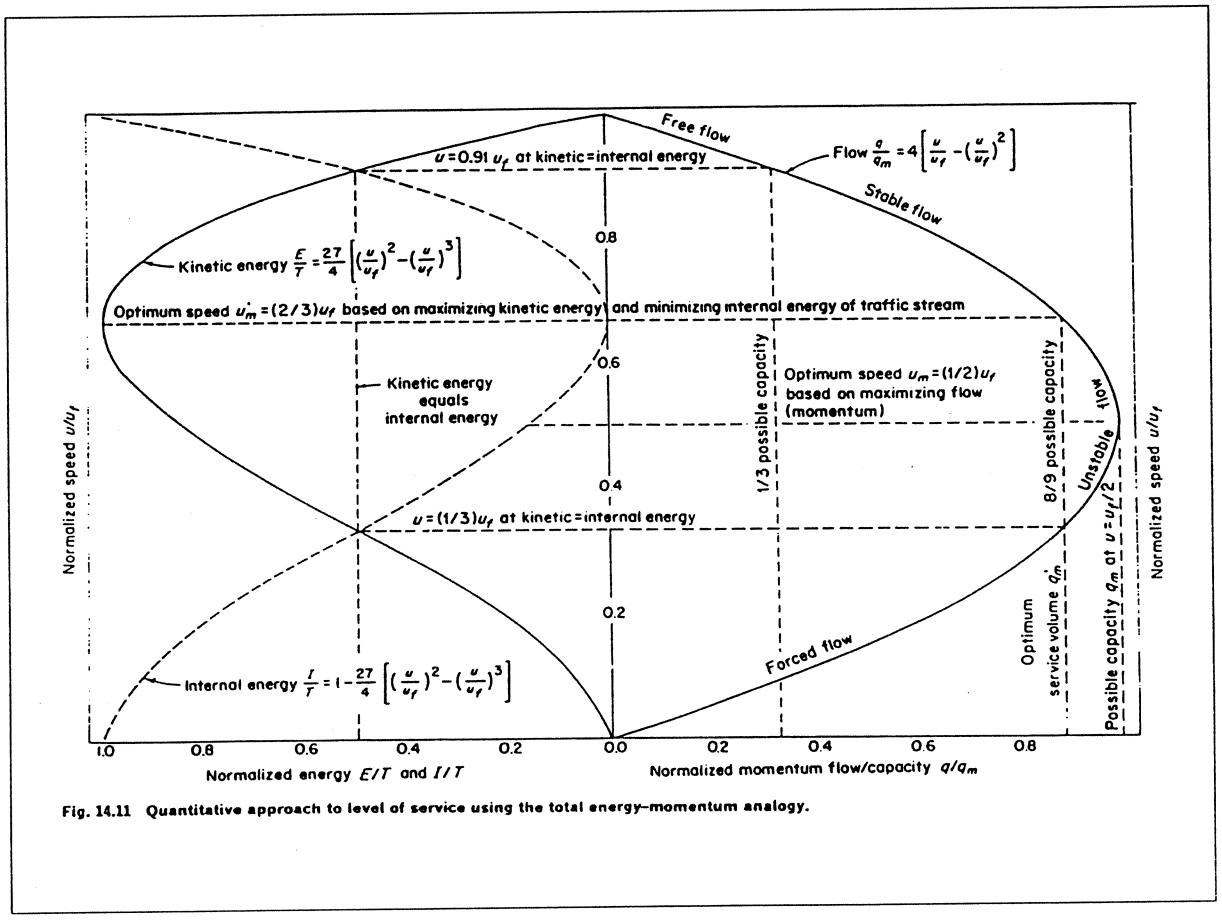


Fig. 14.11 Quantitative approach to level of service using the total energy–momentum analogy.

Abbildung 17: Zusammenhang zwischen Geschwindigkeit, Verkehrsstärke und Energie nach Drew (4)

Übertragen auf die vorliegenden Beobachtungsergebnisse bedeutet dies (vgl. Abbildung 16):

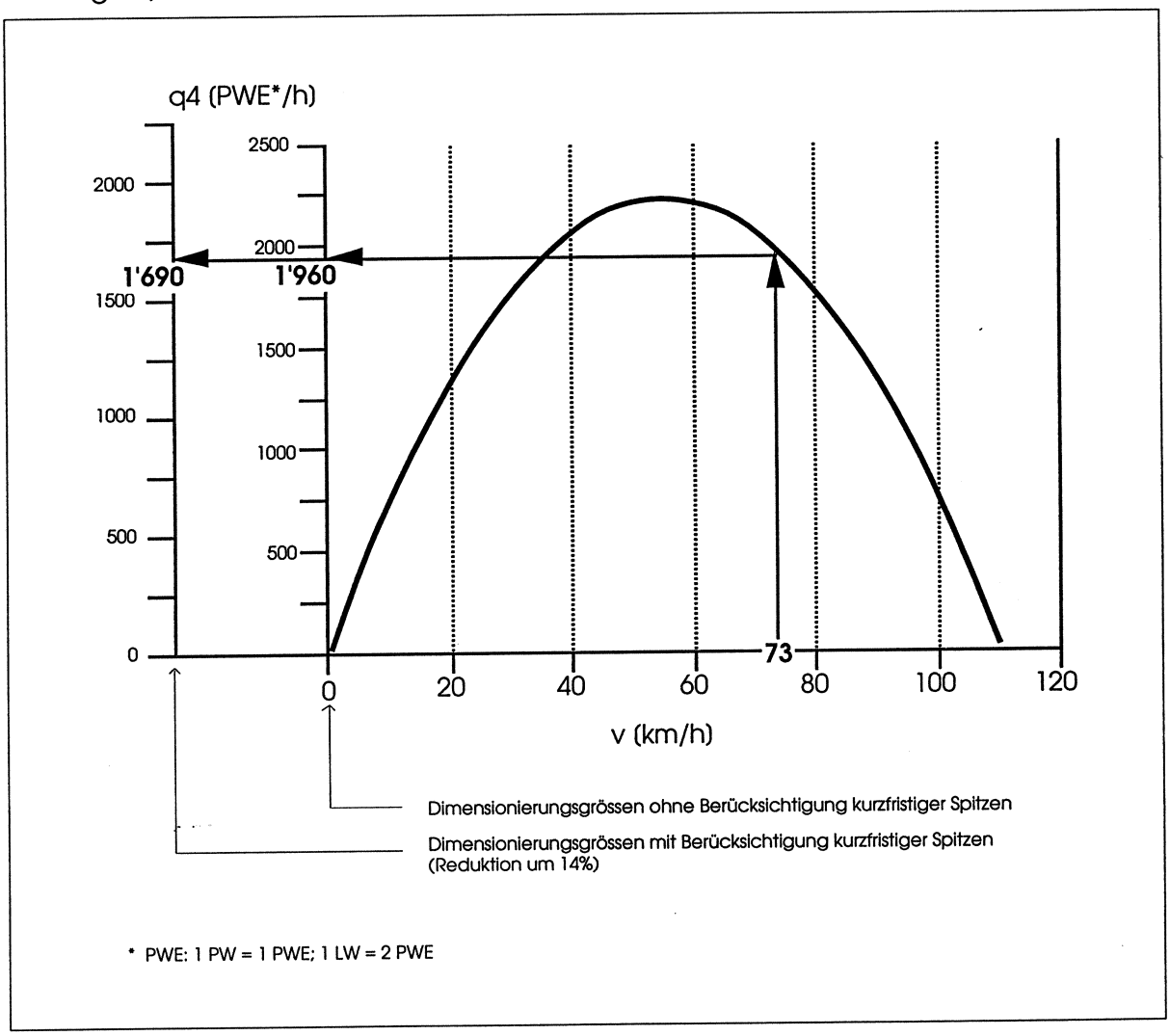


Abbildung 18: Bestimmung von q_{opt} nach dem energetischen Ansatz von Drew (4) (vgl. Abbildung 16)

Mit v_f = 110 km/h ist $v_{opt} = 2/3 * v_f$ = 73 km/h. Mit der Gleichung (6-3), $q_4 = 80 * v - 0.73 * v_2$ erhält man nach Drew (4) ein q_{4opt} von 1'957 PWE/h. Dieser Wert liegt nach SN 641 145 im Bereich der Leistungsfähigkeit von 2000 PWE/h und nach HCM im Bereich der Verkehrsqualitätsstufe E "unsteter Verkehrsfluss" (vgl. Tabelle 5). Dieser Stundenwert berücksichtigt kurzzeitig auftretende Verkehrsspitzen nicht. Reduziert um 14% (vgl. Abbildungen 15, 16) ergibt sich ein q_{4opt} von 1690 PWE/h, was als Hinweis auf die zur Dimensionierung anzuwendenden Qualitätsstufen dienen kann.

Da die Verkehrsqualitätsstufe E bereits einen unsteten Verkehrsfluss bedeutet, dürfte diese an die Modelle von Drew angelehnte Betrachtung darauf hinweisen, dass in Spitzenstunden die Qualitätsstufe D als Dimensionierungsgrundlage geeignet ist.

5. Beurteilung der Ergebnisse

5.1 Praxistauglichkeit

Mit der vorliegenden Forschungsarbeit ist es gelungen, den Normalfall von Einfahrten in Hochleistungsstrassen in der Schweiz, also die normgerecht gebaute einstreifige Einfahrt in zweistreifige Richtungsfahrbahnen, mit einem Berechnungsverfahren zu erfassen. Dieses Verfahren stellt auf die üblicherweise verfügbaren Verkehrsdaten ab und stellt daher ein Instrument dar, das in der Praxis verwendet werden kann. Durch die Einbettung des Berechnungsverfahrens in das Konzept der Verkehrsqualitätsstufen gemäss Keller (18) ist auch die Kompatibilität mit weiteren Arbeiten im Bereich der verkehrstechnischen Dimensionierung gegeben, so dass es möglich ist, aus den vorliegenden Ergebnissen eine entsprechende Norm zu entwickeln.

Die Praxistauglichkeit des Verfahrens soll anhand eines einfachen Beispiels veranschaulicht werden:

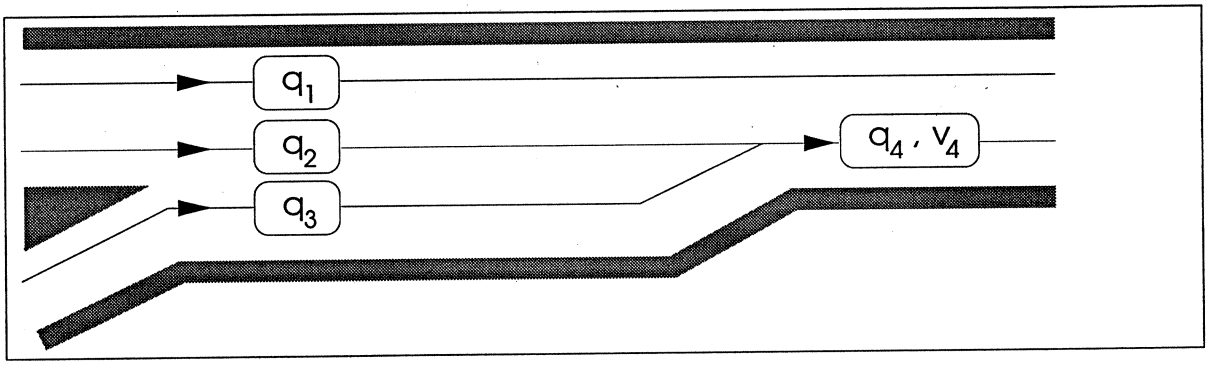


Abbildung 19: Definition der Ströme (Wiederholte Darstellung der Abbildung 1 zur besseren Lesbarkeit)

Gegeben:

Eine einstreifige Autobahneinfahrt, normgemäss ausgebaut, in zweistreifige Richtungsfahrbahn.

Verkehrsbelastung auf der Autobahn vor der Einfahrt: 2'900 PW und 300 LW in der Spitzenstunde. Durch die vorgesehene Entwicklung eines Industriegebiets wird die Belastung der Einfahrt auf 800 PW und 100 LW in der Spitzenstunde ansteigen.

Fragestellung:

Ist die vorhandene Einfahrt ausreichend oder sind Massnahmen zu treffen?

Lösung:

q_{12} = 2'900 PW + 2 * 300 LW = 3'500 PWE

q_3 = 800 PW + 2 * 100 LW = 1'000 PWE

- Berechnung von q_4 ohne Kenntnis der einzelnen Streifenbelastungen:

  $q_4 = 657 + 0.251 * q_{12} + 0.393 * q_3 = 1'928$ PWE

  Beurteilung von q_4 (vergl. Tabelle 5 Seite 31):

  Ohne Berücksichtigung der zeitlichen Schwankungen innerhalb der Spitzenstunde wird die Grenze zwischen den Verkehrsqualitätsstufen D und E gerade erreicht. Das bedeutet, dass in sechs der zwölf 5-Minuten-Intervallen eine höhere Belastung vorliegt und der Verkehrsfluss unstet wird oder zusammenbricht. Bei voller Berücksichtigung der Verkehrsschwankungen wird die maximale Leistungsfähigkeit erreicht bzw. leicht überschritten (1'900 PWE/h). Die Einfahrt ist also nicht mehr genügend leistungsfähig und hat insbesondere auch keine Reserven mehr, wenn sich das Verkehrsvolumen auf der Autobahn selbst weiterentwickelt. Für die Erschliessung des Industriegebiets sind also andere Lösungen zu treffen. Dies kann über die Parkplatzbewirtschaftung im Zusammenhang mit dem Angebot eines öffentlichen Verkehrsmittels erfolgen, oder es sind die Erschliessungsverkehre so zu führen, dass beispielsweise ein weiterer Anschluss an die Autobahn benutzt werden kann.

- Berechnung der maximal zulässigen Belastung der Einfahrt

  Die Grenze der Verkehrsqualitätsstufe D für q_4 liegt unter Berücksichtigung der zeitlichen Schwankungen bei 1'670 PWE/h (Tabelle 5). Bei q_{12} = 3'500 PWE/h wird unter diesen Bedingungen q_{3max}:

  $q_{3max} = 1/0.393 * (q_4 - 657 - 0.251 * q_{12}) = 340$ PWE/h

  Um die Leistungsfähigkeit der Einfahrt sicherzustellen, hat sich die Erschliessung des zukünftigen Industriegebiets so auszurichten, dass die Einfahrt mit max. 340 PWE belastet wird. Wenn eine gewisse kurzzeitige Überlastung (in zwei 5-Minuten-Intervallen) in Kauf genommen werden kann, so erhöht sich diese Verkehrsmenge auf 570 PWE (obere Grenze der Verkehrsqualitätsstufe D: 91% von 1'930 = 1'760).

  Es ist zu beachten, dass sich bei überlasteten Einfahrten erfahrungsgemäss der Rückstau zuerst auf der Hauptfahrbahn auszubilden beginnt, da das Verkehrsverhalten in unsteten Verkehrssituationen oft dem einfahrenden Verkehr den Vortritt lässt. Bei der Erarbeitung des Berechnungsverfahrens wurden solche (seltene) Ereignisse nicht berücksichtigt, da dann kein normaler Verkehrsfluss mehr vorlag.

5.2 Weiterer Forschungsbedarf

Die vorliegende Arbeit behandelt, wie erwähnt, den "Normalfall". Die Konsequenzen von Abweichungen vom Normalfall können jedoch mit den vorliegenden Resultaten nicht beurteilt werden. Folgende Punkte wären mit weiteren Forschungen, welche allerdings umfangreiche Erhebungen erfordern würden, zu klären:

- Einfluss des Lastwagenanteils:

  Die festgestellten Lastwagenanteile waren sehr ähnlich. Haben abweichende Anteile einen nennenswerten Einfluss?

- Einfluss der Fahrerpopulation:

  Sind z.B. hochbelastete Einfahrten am Wochenende (Einkauf/Tourismus, keine Pendler) anders zu beurteilen?

- Dreistreifige Richtungsfahrbahnen:

  Wie müssten die Gleichungen des Berechnungsverfahrens im Falle der (in der Schweiz noch seltenen) Einfahrten in dreistreifige Richtungsfahrbahnen angepasst werden?

- Einfluss der Länge des Beschleunigungsstreifens:

  Das auf den Normalfall ausgerichtete Berechnungsverfahren gibt keine Anhaltspunkte für bauliche Massnahmen zur Erhöhung der Leistungsfähigkeit. Da nur wenige solche Einfahrten als Spezialfälle vorliegen, wären die entsprechenden Einflüsse (z.B. überlanger Beschleunigungsstreifen, evtl. bis hin zu Spuradditionen) wohl von grossem Interesse, aber schwierig zu ermitteln.

Literatur

1 Ashton, W.D.: The Theory of Road Traffic Flow, Methuen's Monographs on Applied Probability and Statistics, London, New York, 1966.

2 Baerwald, J.E.; Huber, M.J.; Keefer, K.E.: Institute of Transportation Engineers: Transportation and Traffic Engineering Handbook, 3rd ed., 1976.

3 Barbe, H.B.:
Fahrstreifenberechnung mit virtuellen Volumen, Strasse und Verkehr 10/1958, 445-451.

4 Drew, D.R.:
Traffic Flow Theory and Control, Mc GrawHill, 1968.

5 Highway Capacity Manual 1965
Highway Research Board, Special Report Nr. 87, Washington D.C., 1965.

6 Highway Capacity Manual 1985
Transportation Research Board, Special Report 209, Washington D.C., 1985.

7 Hobbs, F.D.:
Traffic Planning and Engineering, 2nd ed., Pergamon Press 1979.

8 May, A.D.:
Freeway Simulation Models REVISTED, in: Freeway Management and Operations, Transportation Research Rec. 1132, TRB, Washington D.C., 1987.

9 Owens, D.; Schofield, M.J.:
Access control on the M6 motorway: evaluation of Britain's first ramp-metering scheme, Traffic Engineering + Control, December 1988, 616-623.

10 Papageorgiou, M.; Blosseville, J-M.:
Macroscopic Modelling of Traffic Flow on the Boulevard Périphérique in Paris, Transportation Research Board, Vol. 23B, No. 1, 1989, 29-47.

11 Schnabel, W.; Lohse, D.:
Grundlagen der Strassenverkehrstechnik und der Strassenverkehrsplanung, Transpress, Berlin, 1980.

12 Siegloch, W.:
Die Leistungsermittlung an Knotenpunkten ohne Lichtsignalsteuerung, Strassenbau und Strassenverkehrstechnik 154, Bonn 1973.

13 Steierwald, G.:
Die Leistungsfähigkeit von Knotenpunkten des Strassenverkehrs, Strassenbau und Strassenverkehrstechnik 11, Bonn 1961.

14 Stuwe, B.:
Leistungsfähigkeit von Autobahneinfahrten, Strassenverkehrstechnik 1/1989, 20-24.

15 Trapp, K.- H.:
Leistungsfähigkeit von Einfahrten planfreier Knotenpunkte, Strassenbau und Strassenverkehrstechnik 174, Bonn 1974.

16 Heidemann, D.; Hotop, R.:
Auswertung von Fundamentaldiagrammen an Bundesautobahnen, ein Vergleich geeigneter Modellansätze, Strassenverkehrstechnik 1, 1979.

17 Brilon, W.; Westphal, S.:
Bemessung von Einfahrten an planfreien Knotenpunkten; Forschung Strassenbau und Strassenverkehrstechnik 671, Bonn 1995.

18 Keller R:
Verkehrstechnische Dimensionierung, Konzept und Zusammenhänge; Eidgenössisches Verkehrs- und Energiewirtschaftsdepartement, Bundesamt für Strassenbau; Nr. 271, Bern, März 1993.

Anhang A

Stärke-Geschwindigkeits-Dichte - Regression, 1. Stufe:

Die Regression wurde in einer ersten Stufe geschwindigkeitsabhängig mit allen drei Beziehungen des Fundamentaldiagramms durchgeführt. Die Geschwindigkeit unbehinderter Fahrzeuge v_f und die Staudichte k_j wurden anschliessend durch Mittelbildung aus den Resultaten der einzelnen Regressionen angenähert.

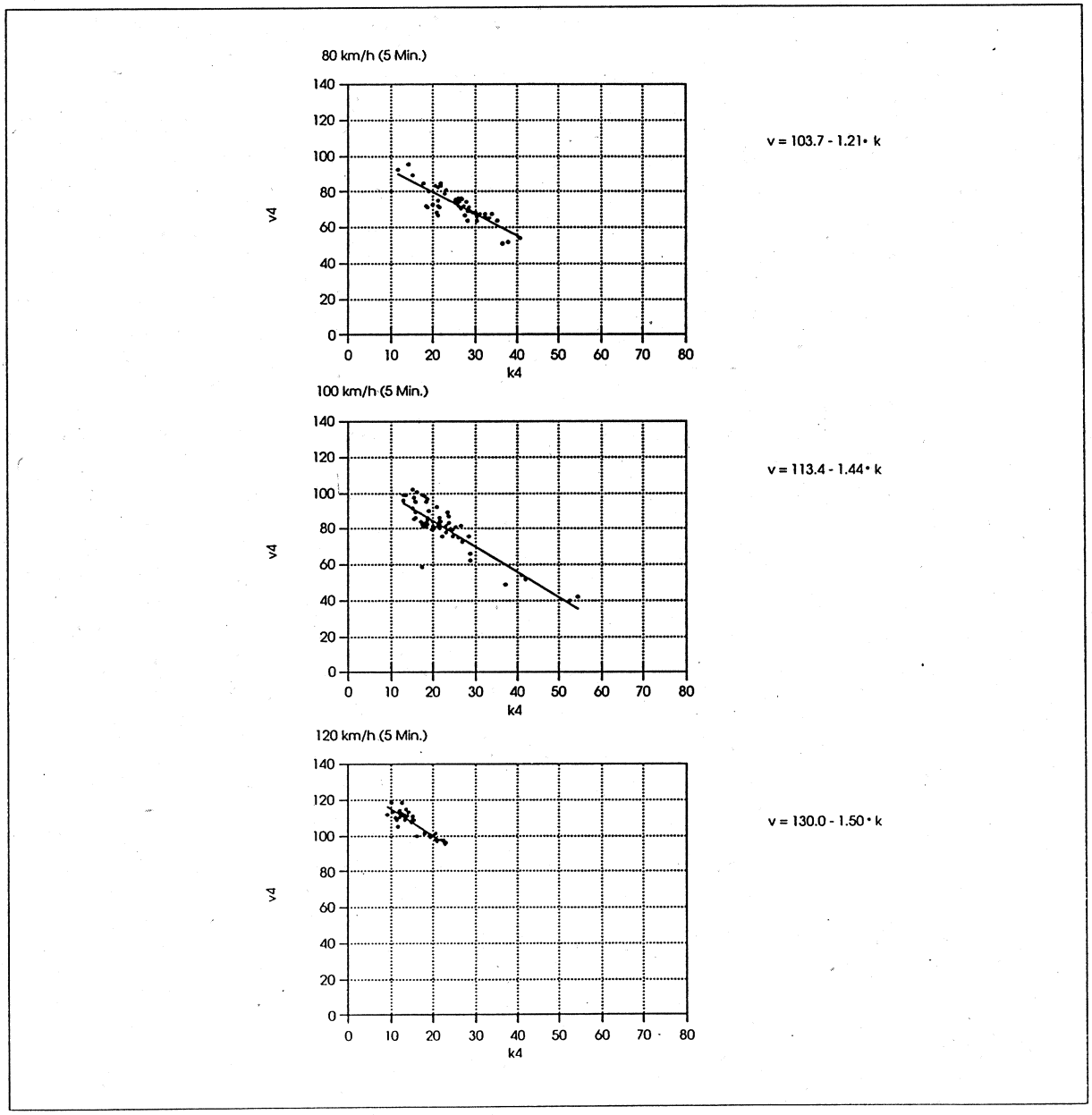


Abbildung A1: v-k - Regression, 5-Minuten-Intervalle

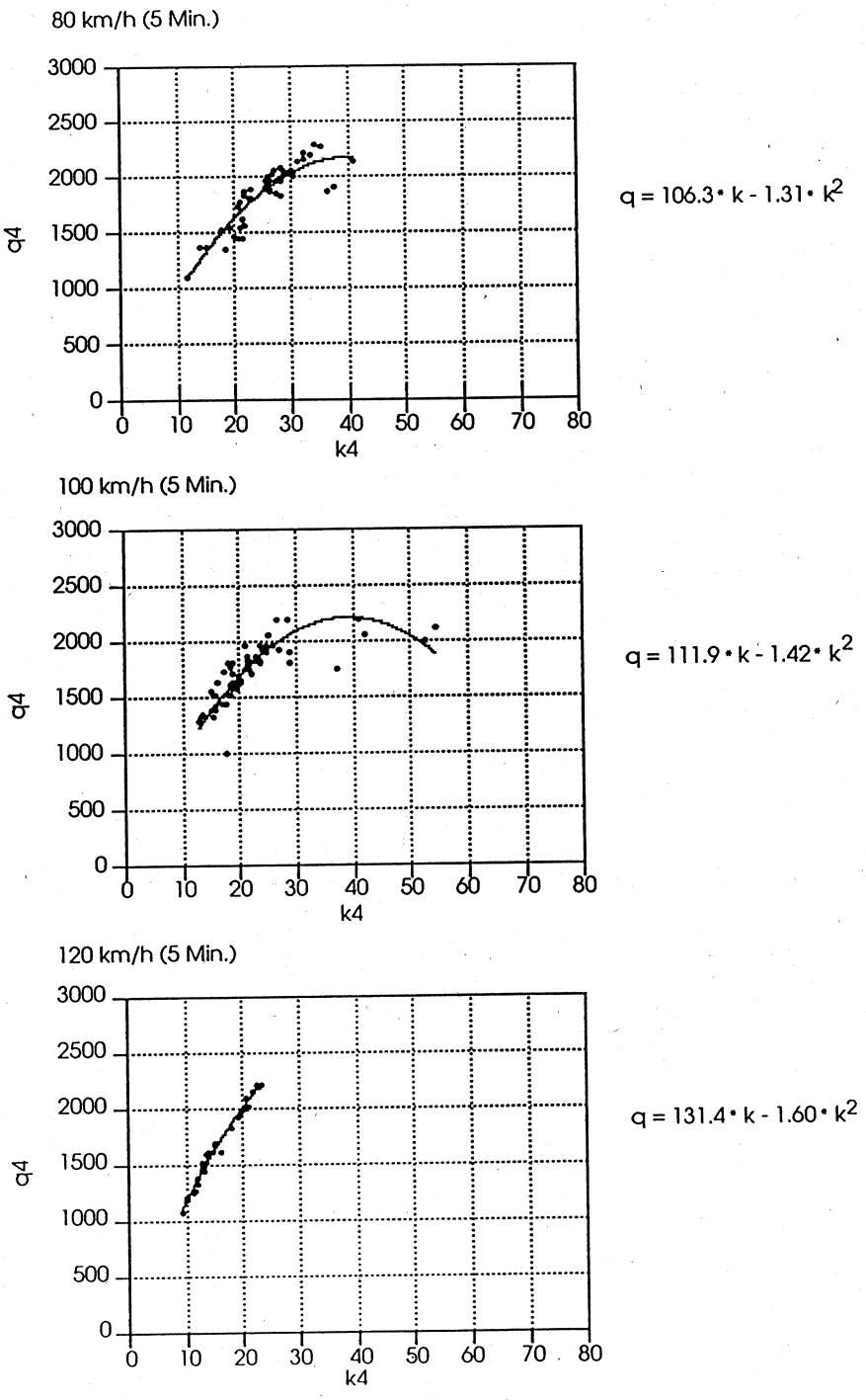


Abbildung A2: q-k - Regression, 5-Minuten-Intervalle

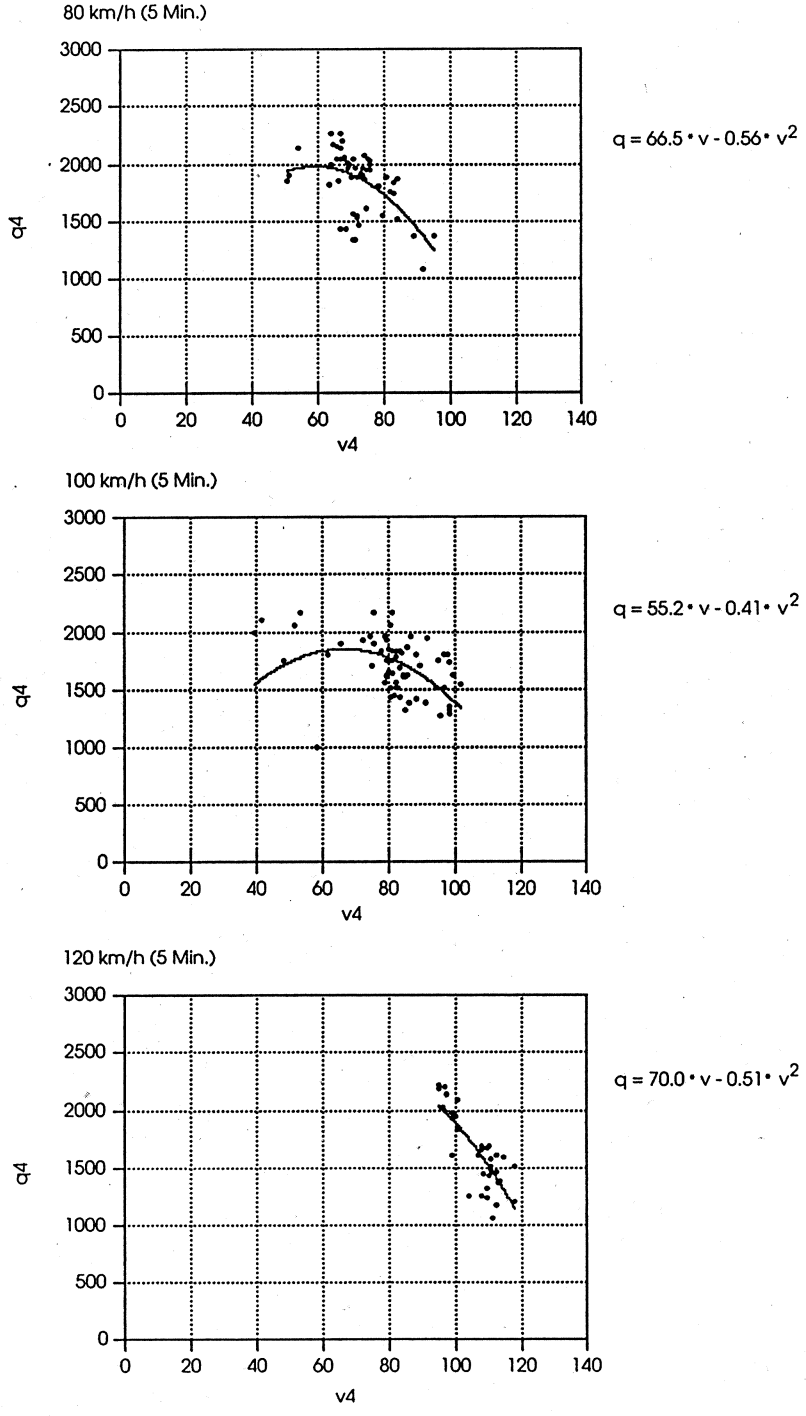


Abbildung A3: q-v - Regression, 5-Minuten-Intervalle

Zusammenfassung der Regressionsanalysen mit 5 - Minuten - Intervallen:

Bestimmung von v_f und v_j aus den Regressionskurven:

Regressionskurve zur Bestimmung von v_f und k_j			Mittelwerte
$v = a + b * k$ $= v_f * (1 - k/k_j)$	**$q = a * k + b * k^2$** $= v_f * (k - k^2/k_j)$	**$q = a * v + b * v^2$** $= k_j * (v - v^2/v_f)$	
Höchstgeschwindigkeit 80 km/h			
$v_f = 103.7$ $k_j = 85.7$ v-k (B = 0.69) q-k (B = 0.69) q-v (B = 0.53)	$v_f = 106.3$ $k_j = 81.1$ v-k (B = 0.81) q-k (B = 0.83) q-v (B = 0.72)	$v_f = 118.8$ $k_j = 66.5$ v-k (B =) q-k (B = 0.08) q-v (B = 0.29)	$v_f = 109.6$ $k_j = 77.8$
Höchstgeschwindigkeit 100 km/h			
$v_f = 113.4$ $k_j = 78.5$ v-k (B = 0.76) q-k (B = 0.76) q-v (B = 0.69)	$v_f = 111.9$ $k_j = 78.8$ v-k (B = 0.69) q-k (B = 0.71) q-v (B =)	$v_f = 134.6$ $k_j = 55.2$ v-k (B =) q-k (B =) q-v (B = 0.01)	$v_f = 120.0$ $k_j = 70.8$
Höchstgeschwindigkeit 120 km/h			
$v_f = 130.0$ $k_j = 86.7$ v-k (B = 0.80) q-k (B = 0.80) q-v (B = 0.72)	$v_f = 131.4$ $k_j = 82.6$ v-k (B = 0.98) q-k (B = 0.98) q-v (B = 0.98)	$v_f = 137.2$ $k_j = 70.0$ v-k (B = 0.48) q-k (B = 0.55) q-v (B = 0.62)	$v_f = 132.9$ $k_j = 79.8$

Tabelle A1: Bestimmung von v_f und k_j, Regression mit 5-Minuten-Intervallen

Mit "a" und "b" können die Werte v_f und k_j bestimmt werden. v_f und k_j können auch für die Regressionsgleichungen der jeweils anderen Beziehungen verwendet werden. Natürlich liegt der Bestimmtheitsgrad dann etwas tiefer als mit den direkt berechneten v_f und k_j . Die Bestimmtheitsgrade sind in obiger Tabelle angegeben.
Über die Abhängigkeit zwischen v_f und k_j und der signalisierten Höchstgeschwindigkeit können mit den Beobachtungen erste Hinweise gewonnen werden: Statistisch deutlich ersichtlich und logisch auch nachvollziehbar ist die Tendenz, dass v_f mit steigender Höchstgeschwindigkeit zunimmt. Weniger eindeutig präsentieren sich die Resultate für k_j: Während k_j zwischen 80 und 100 km/h abnimmt, liegt es bei 120 km/h wieder höher. Dazu ist zu bemerken, dass für 120 km/h keine Beobachtungen mit Stausituationen aufgenommen werden konnten, da auf starkbelasteten Autobahnabschnitten üblicherweise niedrigere Geschwindigkeiten signalisiert sind.

In einer ersten Annahme wird von einem k_j = konst. ausgegangen, da die signalisierte Höchstgeschwindigkeit erfahrungsgemäss wenig Einfluss auf die Fahrzeugabstände in Stausituationen hat.

Aus obiger Tabelle folgt somit:

k_j mittel (5-Min. Intervalle) = (77.8 + 70.8 + 79.8)/3 = 76.1 Fz/km

Es zeigt sich, dass die Bildung von mittleren v_f und k_j ohne eine Berücksichtigung der Bestimmtheitsgrade der zu Grunde liegenden Gleichungen problematisch ist: Besonders die Werte aus der schlecht korrelierenden Funktion q-v weichen z.T. deutlich von den übrigen ab und haben einen entsprechend grossen Einfluss auf die Mittelwerte.

Zusammenfassend und vereinfachend werden folgende Wertepaare für k_j und v_f für die verschiedenen Höchstgeschwindigkeiten vorgeschlagen (Basis: 5- Min.-Intervall):

- Fall 80 km/h: k_j = 75 Fz/km v_f = 110 km/h
- Fall 100 km/h: k_j = 75 Fz/km v_f = 120 km/h
- Fall 120 km/h: k_j = 75 Fz/km v_f = 135 km/h

Die für die 5-Minuten-Intervalle im ersten Regressionsschritt errechneten Beziehungen und Bestimmtheitsmasse sind in Tabelle A2 in Abhängigkeit der verschiedenen Höchstgeschwindigkeiten dargestellt .

Fall 80 km/h:	
$v = 110 - 1.47\ k$	$B = 0.66$
$q = 110\ k - 1.47\ k^2$	$B = 0.81$
$q = 75\ v - 0.68\ v^2$	$B = ---$
Fall 100 km/h:	
$v = 120 - 1.60\ k$	$B = 0.69$
$q = 120\ k - 1.60\ k^2$	$B = 0.56$
$q = 75\ v - 0.63\ v^2$	$B = 0.---$
Fall 120 km/h:	
$v = 135 - 1.8\ k$	$B = 0.76$
$q = 135\ k - 1.8\ k^2$	$B = 0.98$
$q = 75\ v - 0.56\ v^2$	$B = 0.61$

Tabelle A2: Korrelationsgrade der Gleichungen für 5-Min.-Intervalle

Die den Regressionsgleichungen entsprechenden Kurven sind in den Abbildungen A4 bis A6 dargestellt. Den für die Interpretation dieser Kurven notwendigen Hintergrund liefern die Abbildungen A1 bis A3. Insbesondere kann ihnen entnommen werden, in welchen Bereichen die Kurven durch Beobachtungen gesichert sind und wo es sich um Extrapolationen handelt (z.B. q-Maxima).

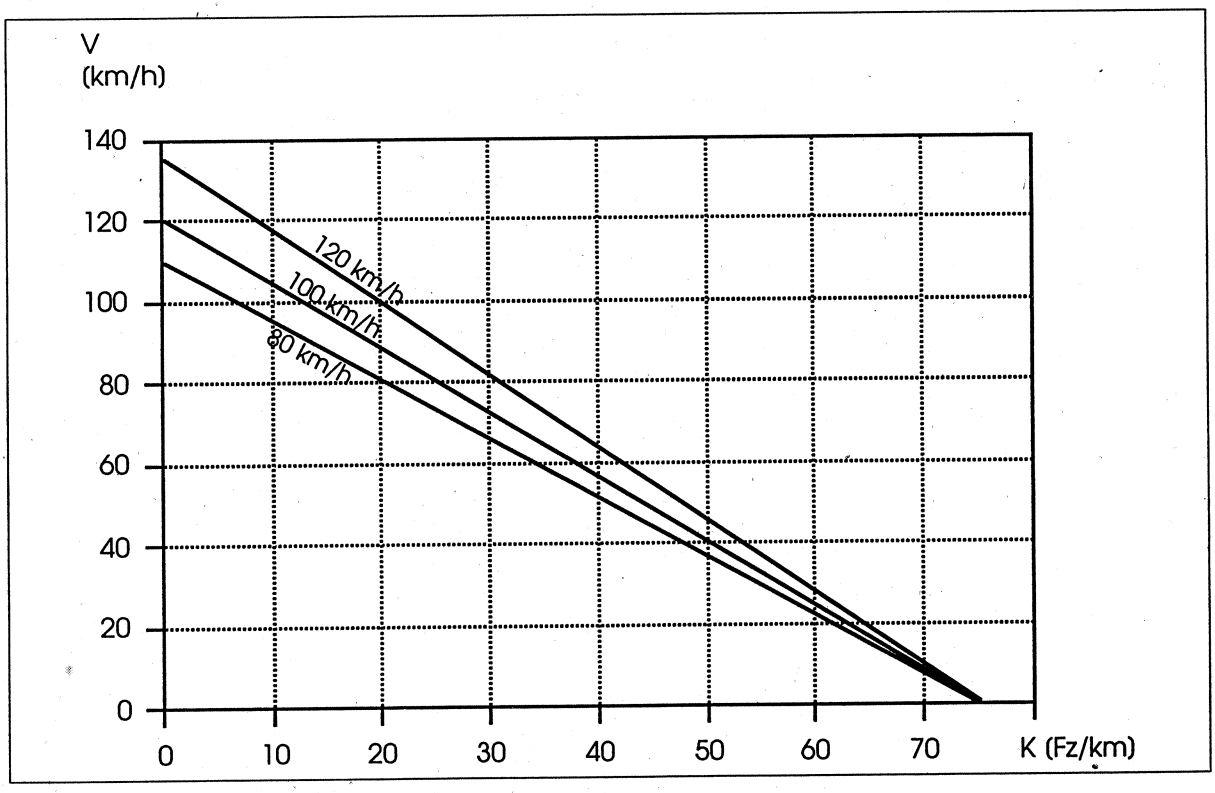


Abbildung A4: *v - k - Kurven für verschiedene Höchstgeschwindigkeiten (5 - Min. - Intervalle) Regression Srufe 1*

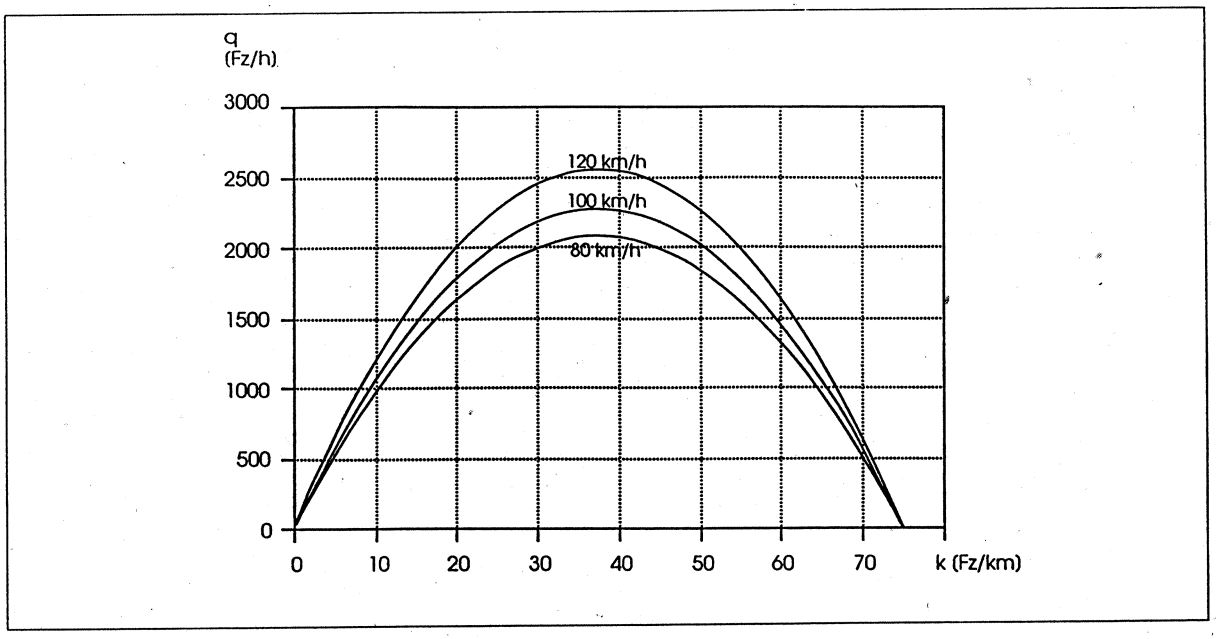


Abbildung A5: *q - k - Kurven für verschiedene Höchstgeschwindigkeiten (5 - Min. - Intervalle) Regression Stufe 1*

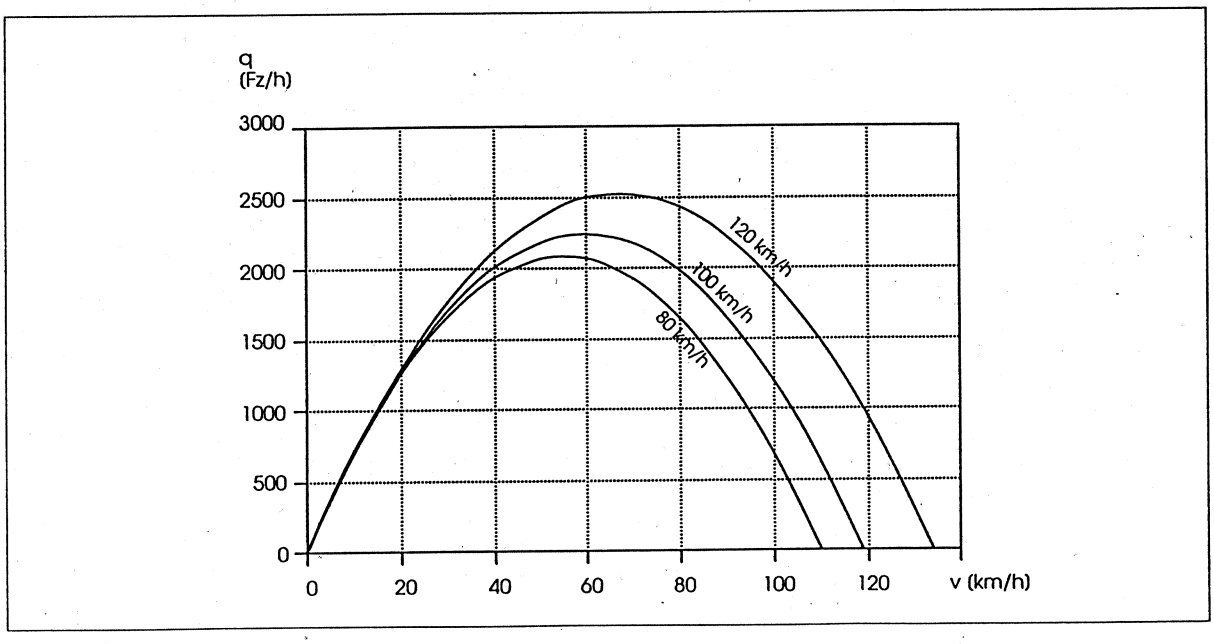


Abbildung A6: *q-v - Kurven für verschiedene Höchstgeschwindigkeiten (5 - Min. - Intervalle) Regression Stufe 1*

Konfidenzanalyse

Als Basis für die Konfidenzanalyse dient die v-k - Regression. Der Einfluss der schlecht korrelierenden q-v - Regression wirkt sich somit nicht aus. Das Konfidenzintervall wird für v (q_{max}) berechnet. Anschliessend wird das Konfidenzintervall von q_{max} mit der Gleichung

$$q_{max} = k * v \quad (1)$$

bestimmt.

Definition Konfidenzintervall für Punkt $'y_i$:

$$kONF (\hat{y}_i - t * s\hat{y}_i \leq 'y_i \leq \hat{y}_i + t * s\hat{y}_i) \quad (2)$$

- **80 km/h**

v_f = 103.7 km/h k_j = 85.7 Fz/km (aus der Regression, vgl. Tab. A1)

$q_{max} = 0.25 * k_j * v_f$ = 2222 Fz/h
$k(q_{max}) = 0.5 * k_j$ = **42.9 Fz/km = x_i** -> v = 51.9 km/h = $\hat{y}_i$

Gewähltes Konfidenzniveau: 0.95

Anzahl Messungen **n = 56**
-> Anzahl Freiheitsgrade m = n - 2 = 54
F(t) = 0.975

-> t = 2.01 (aus der t-Verteilung)

$s_{y.x} = \{(\Sigma (y_i - \hat{y}_i)^2)/(n-2)\}^{0.5}$ = 4.7

$S_{XX} = \Sigma x^2 - (\Sigma x)^2/n$ = 1885.7

$\bar{x}$ = 25.9

$s\hat{y}_i = s_{y.x} (1/n + (x_i - \bar{x})^2/S_{XX})$ = 1.94

Daraus mit (2) Bildung des Intervalls von v:

$'y_i$	=	$\hat{y}_i + t * s\hat{y}_i$	=	51.85 + 2.01 * 1.94	=	55.75
$'y_i$	=	$\hat{y}_i \pm 0$	=	51.85 ± 0	=	51.85
$'y_i$	=	$\hat{y}_i + t * s\hat{y}_i$	=	51.85 - 2.01 * 1.94	=	47.95

Mit (1) Bildung des Intervalls von q an der Stelle q_{max}:

q =	k * v =	42.85 * 55.75 =	**2389**
q_{max} =	k * v =	42.85 * 51.85 =	2222
q =	k * v =	42.85 * 47.95 =	**2055**

- **100 km/h**

v_f = 113.4 km/h k_j = 78.5 Fz/km (aus der Regression)

$q_{max} = 0.25 * k_j * v_f$ = 2225 Fz/h
k (q_{max}) = $0.5 * k_j$ = **39.25 Fz/km = x_i** -> v = 56.75 km/h = $\hat{y}_i$

Gewähltes Konfidenzniveau: 0.95

Anzahl Messungen **n = 68**
-> Anzahl Freiheitsgrade m = n - 2 = 66
F(t) = 0.975

-> t = 2.00 (aus der t-Verteilung)

$s_{y.x} = \{(\Sigma (y_i - \hat{y}_i)^2)/(n-2)\}^{0.5}$ = **6.4**

$S_{XX} = \Sigma x^2 - (\Sigma x)^2/n$ = **4159**

$\bar{x}$ = **22.0**

$s_{\hat{y}i} = s_{y.x} (1/n + (x_i - \bar{x})^2/S_{XX})$ = **1.88**

Daraus mit (2) Bildung des Intervalls von v:

$\dot{y}_i = \hat{y}_i + t * s_{\hat{y}i}$	=	56.75 + 2.00 * 1.88	=	60.5
$\dot{y}_i = \hat{y}_i \pm 0$	=	56.75 ± 0	=	56.75
$\dot{y}_i = \hat{y}_i + t * s_{\hat{y}i}$	=	56.75 - 2.00 * 1.88	=	53.0

Mit (1) Bildung des Intervalls von q an der Stelle q_{max}:

q	=	k * v	=	39.25 * 60.5 =	**2375**
q_{max}	=	k * v	=	39.25 * 56.75 =	2227
q	=	k * v	=	39.25 * 53.0 =	**2080**

- **120 km/h**

v_f = 130.0 km/h k_j = 87.0 Fz/km (aus der Regression)

$q_{max} = 0.25 * k_j * v_f$ = 2828 Fz/h
$k(q_{max}) = 0.5 * k_j$ = **43.35 Fz/km = x_i** -> v = 65.21 km/h = $\hat{y}_i$
Gewähltes Konfidenzniveau: 0.95

Anzahl Messungen **n = 36**
-> Anzahl Freiheitsgrade m = n - 2 = 34
F(t) = 0.975

-> t = 2.03 (aus der t-Verteilung)

$\mathbf{s_{y.x}} = \{(\Sigma (y_i - \hat{y}_i)^2)/(n-2)\}^{0.5}$ = **3.1**

$\mathbf{S_{XX}} = \Sigma x^2 - (\Sigma x)^2/n$ = **567.5**

$\bar{x}$ **= 15.5**

$\mathbf{s_{\hat{y}i}} = \mathbf{s_{y.x}}\ (1/n + (x_i - \bar{x})^2/S_{XX})$ **= 3.66**

Daraus mit (2) Bildung des Intervalls von v:

$'y_i$	=	$\hat{y}_i + t * s_{\hat{y}i}$	=	65.21 + 2.03 * 3.66	=	72.64
$'y_i$	=	$\hat{y}_i \pm 0$	=	65.21 ± 0	=	65.21
$'y_i$	=	$\hat{y}_i + t * s_{\hat{y}i}$	=	65.21 - 2.03 * 3.66	=	57.78

Mit (1) Bildung des Intervalls von q an der Stelle q_{max}:

q =	k * v =	43.35 * 72.64	=	**3149**
q_{max} =	k * v =	43.35 * 65.21	=	2827
q =	k * v =	43.35 * 57.78	=	**2505**

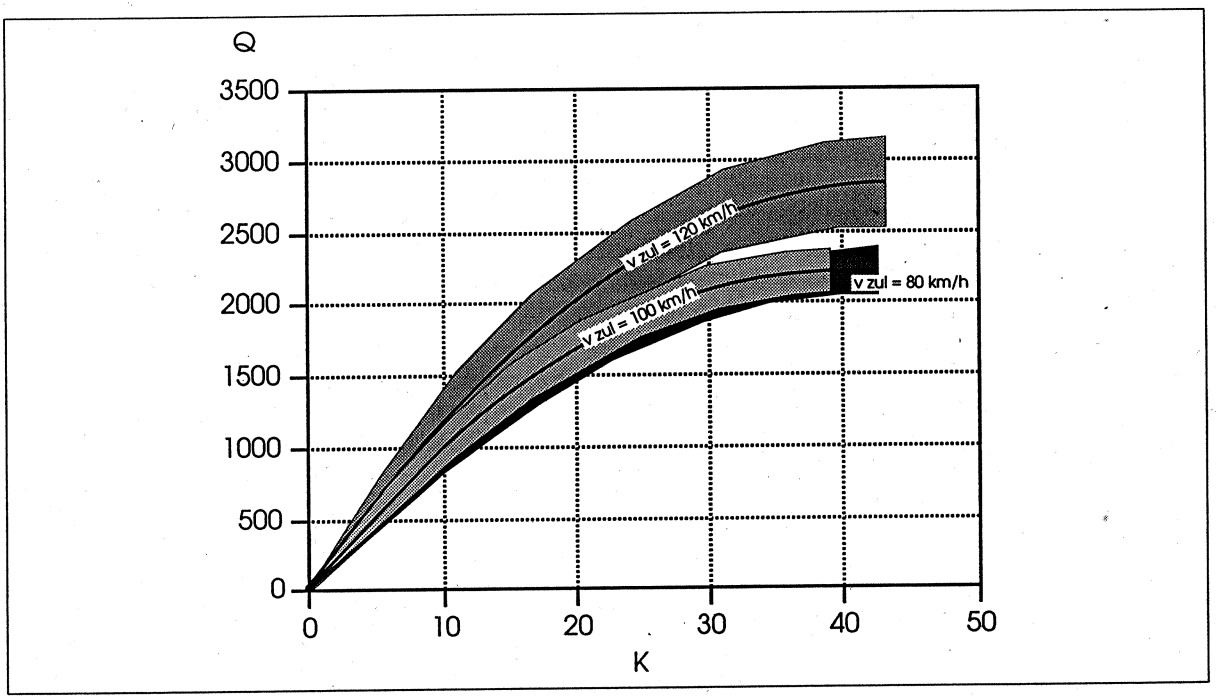


Abbildung A7: Darstellung des Verlaufs der Konfidenzintervalle bezüglich v - k

Aus der Abbildung geht hervor, dass zwischen der 80 - und der 100 km/h - Kurve statistisch praktisch kein Unterschied feststellbar ist. Die 120 km/h-Kurve liegt darüber, ihr Intervall ist aber aufgrund der geringeren Datenmenge deutlich breiter. Gerade im interessierenden Bereich von q_{max} liegen für diese Kurve zudem aus erwähnten Gründen (signalisierte Höchstgeschwindigkeit bei starken Belastungen < 120 km/h) keine Messungen vor.

Stärke-Geschwindigkeits-Dichte - Regression, 2. Stufe:

Da Leistungsprobleme in den durchgeführten Messkampagnen ausschliesslich an Einfahrten mit 80 bzw. 100 km/h Höchstgeschwindigkeit auftraten, werden im zweiten Schritt die Messresultate aus den Einfahrten mit 120 km/h für die Beurteilung der Verkehrsqualität nicht mehr berücksichtigt. Nachdem die Analyse der Konfidenzintervalle ergeben hatte, dass zwischen der Kurve 80 km/h und 100 km/h kein signifikanter Unterschied besteht, ist die Zusammenfassung der Werte vertetbar. Ein weiterer Problempunkt der Durchschnittsbildung in der 1. Stufe der Regressionsanalyse war die schlecht korrelierende Beziehung q-v, die deutlich abweichende k_j und v_f lieferte und somit einen starken Einfluss auf die Durchschnittswerte hatte. Aus diesem Grund wird nun für die Beurteilung der Verkehrsqualität auf den v-k - und q-k -Beziehungen aufgebaut.

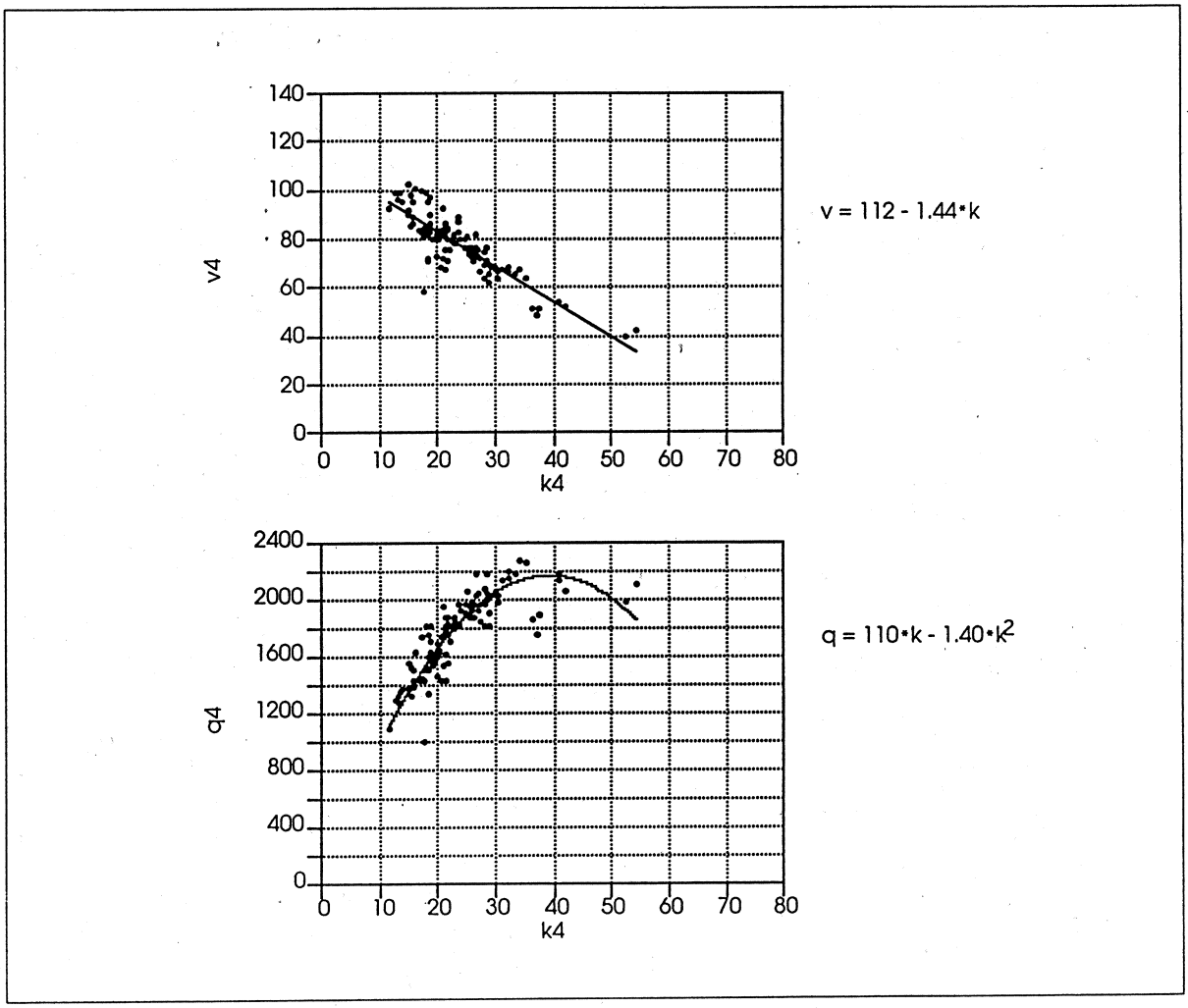


Abbildung A8: v-k - und q-k - Analyse, sign. Höchstgeschindigkeit 80 und 100 km/h

Wie schon in der Regressionsanalyse Stufe 1, die getrennt nach Geschwindigkeitsstufen durchgeführt wurde, konnte auch hier eine grosse Übereinstimmung zwischen v_f und k_j aus der v-k - und der q-k - Regression festgestellt werden:

	$v = a - b * k$	$q = a * k - b * k^2$
v_f	112 km/h	110 km/h
k_j	78 Fz/km	79 Fz/km

Tabelle A3: v_f und k_j auf der Basis der Messungen bei 80 und 100 km/h

Als Basis für die Beurteilung der Verkehrsqualität dient somit die Funktion:

$$q = 110 * k - 1.38 * k^2$$

Anhang B

Analyse der 1-Minuten-Intervalle

Berechnung von q_2 (Verkehrsaufkommen auf dem rechten Fahrstreifen, vor der Einmündung) vgl. Abschnitt 3.1.2

a) Lineare Mehrfachregression

Die Analyse ergibt folgende Regressionsgleichung:

$q_2 = 466 + 0.261 * q_{12} - 0.172 * q_3 \qquad B = 0.48$ (B3-1)

Für die Regressionsanalyse wurden folgende Datenbereiche verwendet:
q_{12}: 780 - 4920; q_3: 60 - 2400

Als Vergleich die Gleichung aus dem Highway Capacity Manual (6):

$q_2 = 136 + 0.345 * q_{12} - 0.115 * q_3$ (3-2)

Datenumfang der Analyse: q_{12}: 400- 3400; q_3: 50- 1400

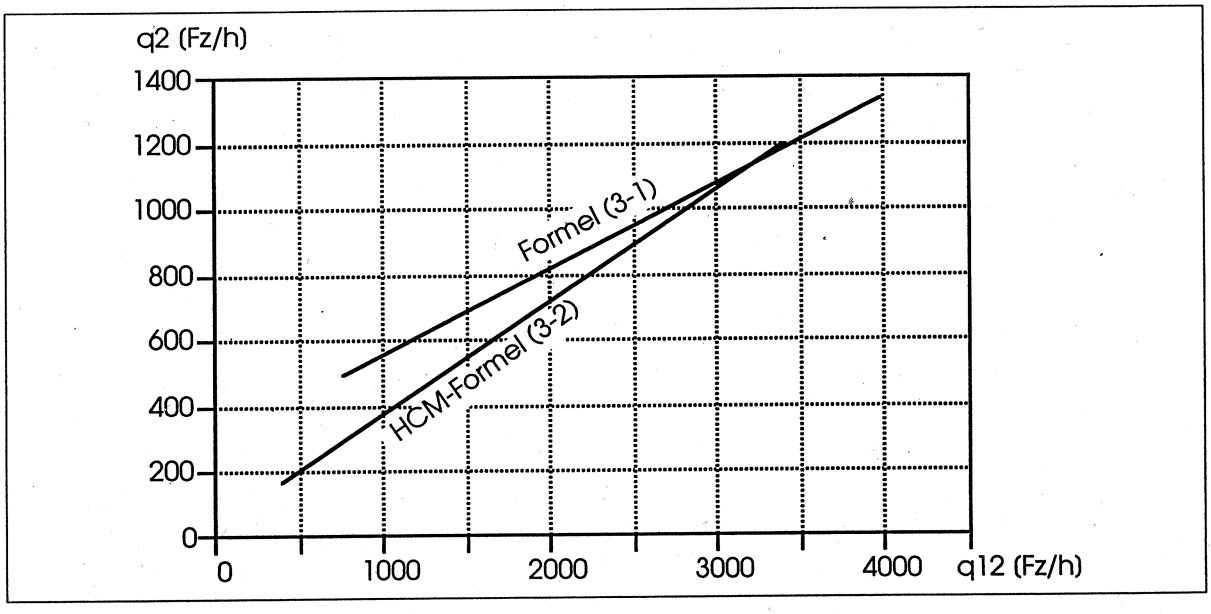


Abbildung B1: Vergleich Gleichung (B3-1) mit HCM-Gleichung (3-2) und Gleichung (3-1), resultierend aus der Analyse 5'Minuten-Intervalle; q_3 = 1000 Fz/h

b) Lineare Regression mit einer Variablen für q_2 in zwei Stufen

Ist q_3 konstant, hängt q_2 einzig von q_{12} ab. Die Beziehung q_2 zu q_{12} kann für verschiedene q_3 linear ausgedrückt werden. Die Beobachtungsdaten werden zu diesem Zweck nach q_3-Intervallen von (100, 200), (200, 300), (300, 400) usw. gruppiert. Für jede Gruppe wird eine lineare Regression nach folgender Gleichung durchgeführt:

$$q_2 = a * q_{12}$$

Die erhaltenen Regressionskoeffizienten sind in Tabelle B1 und in Abbildung B2 dargestellt:

Int. q_3*	300	400	500	600	700	800	900	1000	1100
a	.392	.369	.392	.381	.374	.381	.364	.381	.366
R	.22	.72	--	.66	.54	.54	.61	.66	.52
Int. q_3*	1200	1300	1400	1500	1600	1700	1800	1900	2000
a	.349	.346	.327	.316	.325	.318	.301	.289	.369
R	.65	.73	.72	.75	.77	.72	.87	.73	.85

Tabelle B1: Regression für Koeffizient a mit verschiedenen q_3

* q_3: Intervall von q_3; angegeben ist die obere Grenze des Intervalls der Grösse 100 PWE/h

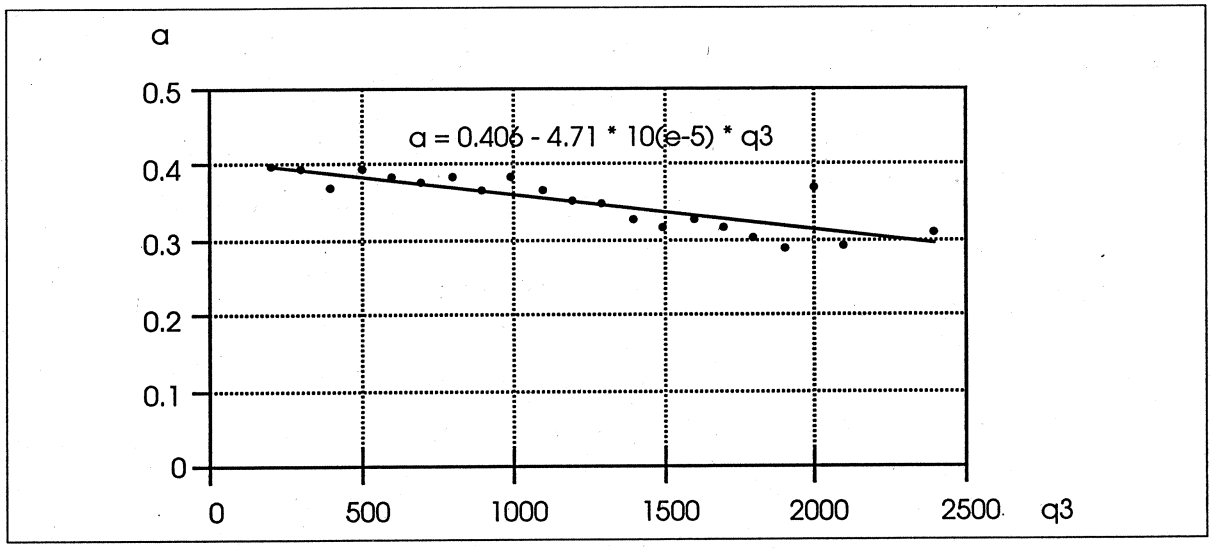


Abbildung B2: Relation zwischen Koeffizient a und q_3

Abbildung B2 zeigt, dass bei zunehmendem q_3 a leicht abnimmt. Zwischen q_3 und a besteht ein linearer Zusammenhang. q_2 kann daher wie folgt dargestellt werden:

$$q_2 = (0{,}406 - 4{,}71 * 10^{-5} * q_3) * q_{12} \qquad \text{(B3-3)}$$

Datenumfang der Analyse: q_3: 60 - 2400); q_{12}: 780 - 4920

Um einen Quervergleich zwischen den Gleichungen zu erhalten, wurden die Resultate der Gleichungen (B3-1), (3-2) und (B3-3) den beobachteten Werten gegenübergestellt. Tabelle B2 gibt eine Übersicht über die festgestellten Abweichungen:

	Gleichung (B3-1)	Gleichung (3-2) HCM	Gleichung (B3-3)
$\Sigma(q_2^*(i) - q_2(i))^2$	47'924'929	54'204'749	55'227'172
$\Sigma\{(q_2^*(i) - q_2(i))^2/q_2^*(i)\}$	58'036	56'706	58'602

Tabelle B2: Vergleich der Abweichungen der verschiedenen Gleichungen
$q_2^*(i)$: berechneter Wert; $q_2(i)$: beobachteter Wert

Der Vergleich der quadrierten Abweichungen zeigt, dass Gleichung B3-1 die besten Resultate liefert. Die HCM-Formel (3-2) weicht besonders bei hohen Werten stark ab. Aus Abbildung B3 ist ersichtlich, dass die Gleichung B3-1 q_2 bei hohen Werten eher unterschätzt, bei tiefen eher überschätzt.

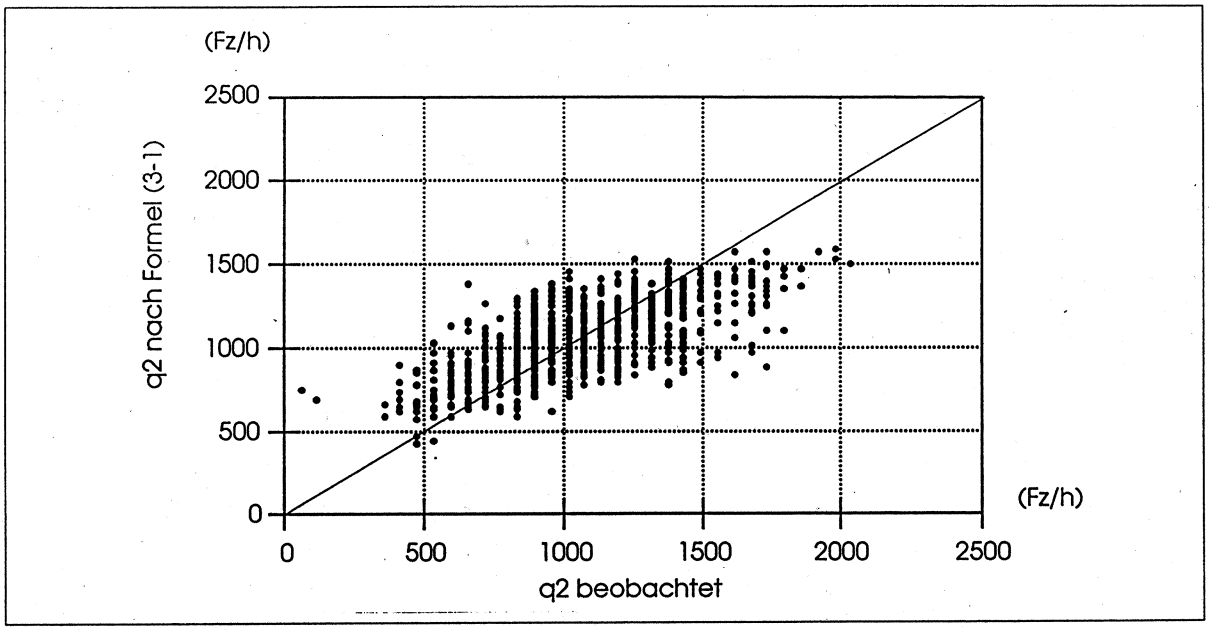


Abbildung B3: Vergleich zwischen q_2 beobachtet und q_2 berechnet nach Gleichung (3-1)*

Berechnung von q_4 (verkehrsaufkommen auf dem rechten Fahrstreifen nach der Einmündung) vgl. Abschnitt 3.1.3

Der Verkehr auf dem rechten Fahrstreifen nach der Einmündung q_4 kann als erste Näherung mit der Summe des gleichen Streifens vor der Einmündung und des einfahrenden Verkehrs $q_2 + q_3$ gleichgesetzt werden. Beobachtungen bestätigen diese Annahme jedoch nicht, s. Abbildung B4: Die Summe von $q_2 + q_3$ liegt im allgemeinen über dem tatsächlich für q_4 beobachteten Wert. Der Grund hierfür ist die Tatsache, dass besonders bei hohem Verkehrsaufkommen auf der eigenen Fahrspur und/oder auf der Einfahrt viele Lenker des rechten Fahrstreifens die Spur wechseln.

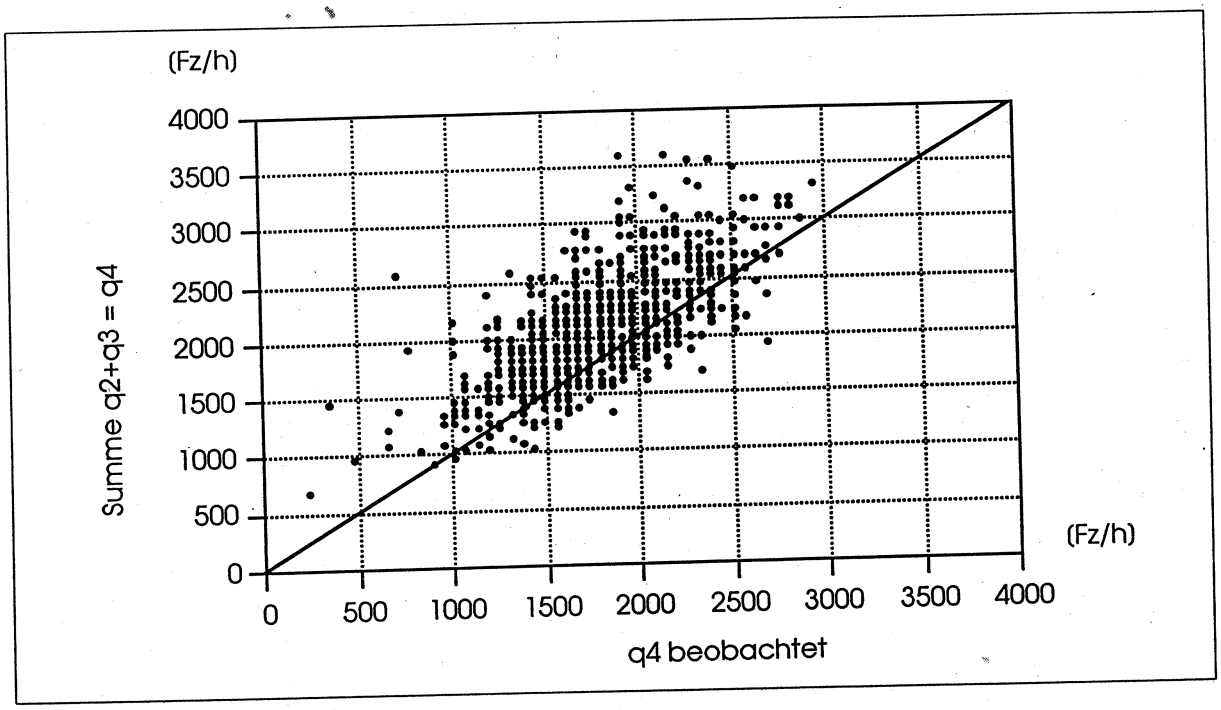


Abbildung B4: Vergleich zwischen q_4 beobachtet und der Summe $q_2 + q_3$

Die Herleitung von brauchbaren Schätzformeln erfolgt auf der Basis der Beobachtungsdaten mit Einfach- und Mehrfachregression. Die wichtigsten Einflussgrössen sind q_1, q_2 und q_3.

a) Lineare Mehrfachregression

Die lineare Mehrfachregression wird zur Überprüfung der Beziehung zwischen q_4 und dem Gesamtverkehr nach der Einfahrt $q_{23} = q_2 + q_3$ und q_1 eingesetzt. Es ergibt sich folgende Regressionsformel:

$$q_4 = -695 + 0.56 * q_{23} + 0.123 * q_1 \qquad B = 0.524 \qquad \text{(B4-1)}$$

Datenumfang der Analyse: q_{23}: 660 - 3600); q_1: 300 - 3240

Die lineare Mehrfachregression wird auch zur Überprüfung der Beziehung zwischen q_4 und q_{12} (Autobahnverkehr vor der Einfahrt) und q_3 (Verkehr auf der Einfahrt) eingesetzt. Die erhaltene Regressionsformel ist:

$$q_4 = -121 + 0.27 * q_{12} + 0.39 * q_3 \quad B = 0.42 \qquad \text{(B4-2)}$$

Datenumfang der Analyse: q_{12}: 840 - 4920; q_3: 120- 2400

b) Einfache Regressionen

Die exponentielle Regression wurde zur Analyse der Beziehung zwischen q_4 und der Summe aus rechtem Fahrstreifen q_2 und Einfahrtsverkehr q_3, q_{23} (= $q_2 + q_3$), eingesetzt. Die Regressionsformel lautet:

$$q_4 = 5.768 * q_{23}^{0.7504} \qquad B = 0.50 \qquad \text{(B4-3)}$$

Datenumfang der Analyse: q_{23}: 660 - 3600

Die gleiche Beziehung wurde auch mit der polynomialen Regression untersucht. Die Regressionsformel lautet in diesem Fall:

$$q_4 = -100 + 1.24 * q_{23} - 0.0001485 * q_{23}^2 \quad B = 0.50 \qquad \text{(B4-4)}$$

Datenumfang der Analyse: q_{23}: 660 - 3600

Um einen Quervergleich zwischen den Gleichungen zu erhalten, wurden die Resultate der Gleichungen (B4-1), (B4-2), (B4-3) und (B4-4) den beobachteten Werten gegenübergestellt. Da q_4 in den Gleichungen (B4-1), (B4-2) und (B4-4) von q_{23} abhängig ist, werden in der Beurteilung zwei Fälle betrachtet: (1) die beobachteten Daten von q_2 werden für die Summenbildung $q_{23} = q_2 + q_3$ verwendet; (2) q_2 wird mit Gleichung (B3-1) berechnet.
Abbildung 4-2 stellt den Vergleich zwischen q_4 beobachtet und q_4 berechnet mit den Gleichungen (B4-1), (B4-2), (B4-3) und (B4-4) dar für den Fall, dass q_2 für die Berechnung von q_4 zur Verfügung steht. In Abbildung 4-3 ist der Vergleich für den Fall, dass q_2 nicht verfügbar ist, dargestellt.

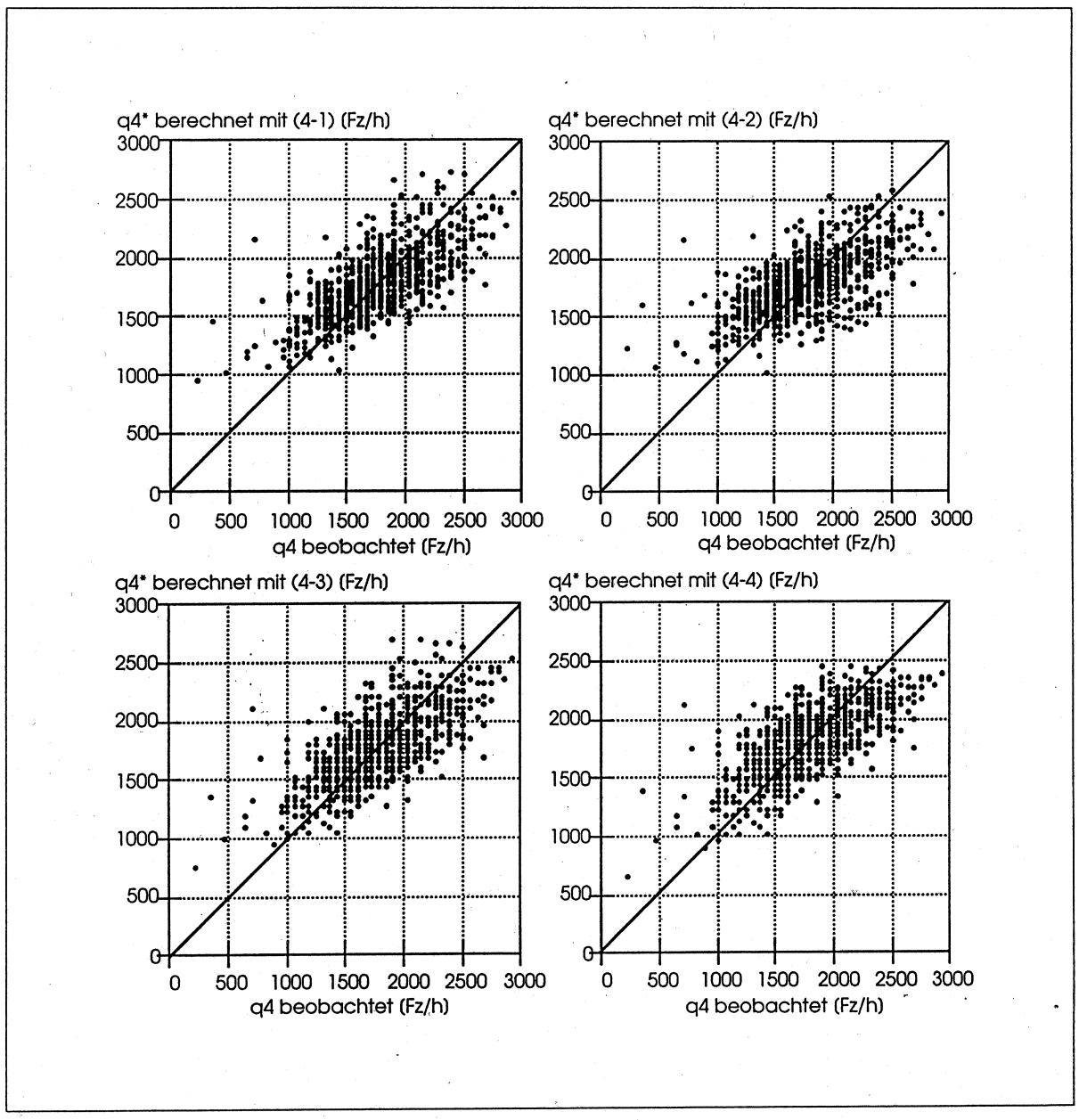


Abbildung B5: Vergleich zwischen q_4 beobachtet und q_4^* berechnet (Fall: q_2 ist verfügbar)

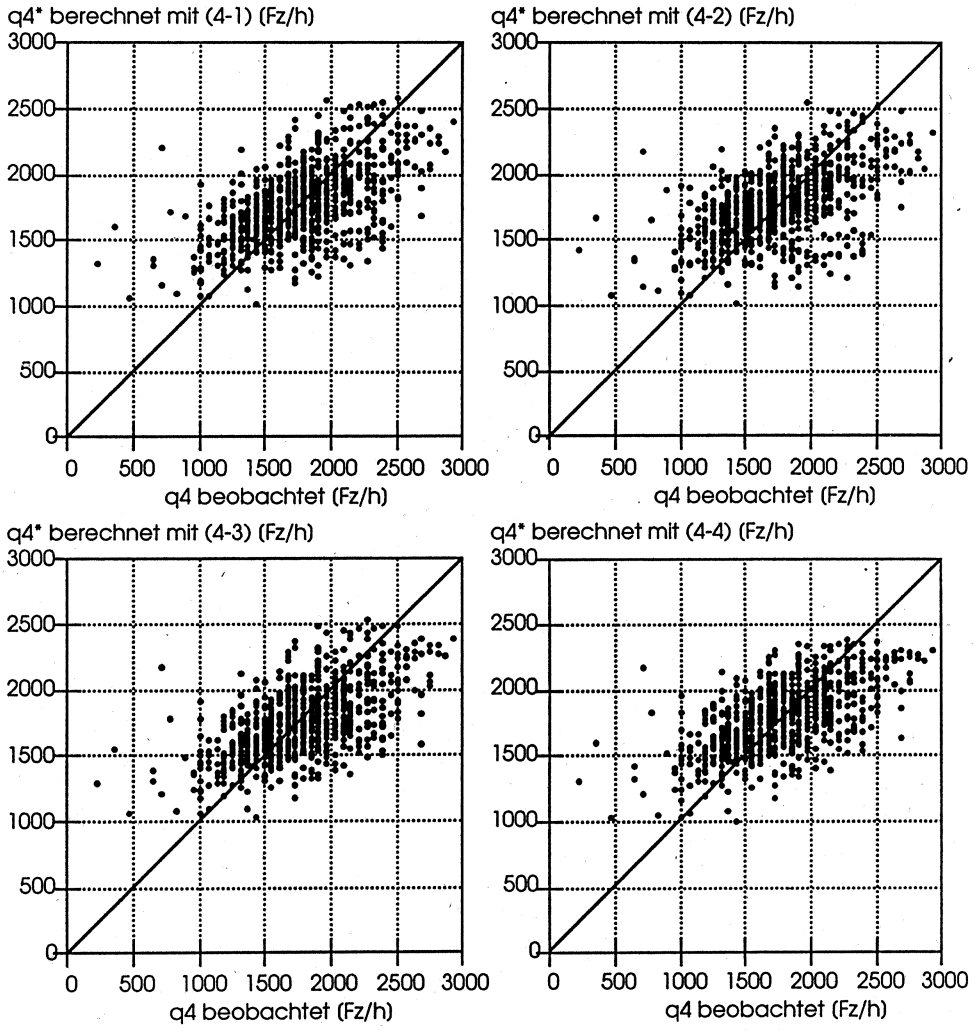


Abbildung B6: Vergleich zwischen q_4 beobachtet und q_4^* berechnet (Fall: q_2 ist nicht verfügbar; wird mit Gleichung (3-1) aus den Grössen q_{12} und q_3 berechnet)

In Tabelle (B3) sind die Berechnungsfehler der verschiedenen Gleichungen dargestellt. Daraus geht hervor, dass Gleichung (B4-1) die genauesten Resultate liefert, wenn q_2 separat erhoben wurde, andernfalls ist Gleichung (B4-2) vorzuziehen, weil sich für diese Gleichung die Berechnung von q_2 erübrigt.

		$\Sigma(q_4(i) - q_4^*(i))^2$	$\Sigma\{(q_4(i)-q_4^*(i))^2/q_4(i)\}$
Gleichung (4-1)	1)	**67'135'460**	45'935
	2)	90'812'066	63'117
Gleichung (4-2)	3)	**81'207'885**	56'820
Gleichung (4-3)	1)	302'518'420	221'737
	2)	228'530'792	159'261
Gleichung (4-4)	1)	69'528'025	46'929
	2)	89'570'298	63'432
$q_4 = q_2 + q_3$	1)	165'467'800	107'222
	2)	178'059'791	123'747

Tabelle B3: *Vergleich der Abweichungen der verschiedenen Gleichungen*
$q_4(i)$: beobachteter Wert
$q_4^*(i)$: berechneter Wert nach Gleichungen (4-1), (4-2), (4-3) bzw. (4-4)

1) beobachtetes q_2

2) berechnetes q_2 nach Gleichung (3-1)

3) In Gleichung (4-2) wird nur die Summe $q_1 + q_2$ verwendet

Verkehrsqualitätsstufen vgl. Abschnitt 3.2

Bestimmung der Stärke - Geschwindigkeits - Dichte - Funktion

Mit den 1-Minuten-Intervallen wurde nur die geschwindigkeitsabhängige Regression durchgeführt. Im folgenden sind die Resultate dargestellt. Sie sind im Wesentlichen mit den Resultaten der 1. Regressionsstufe für die 5-Minuten-Intervalle in Anhang A vergleichbar.

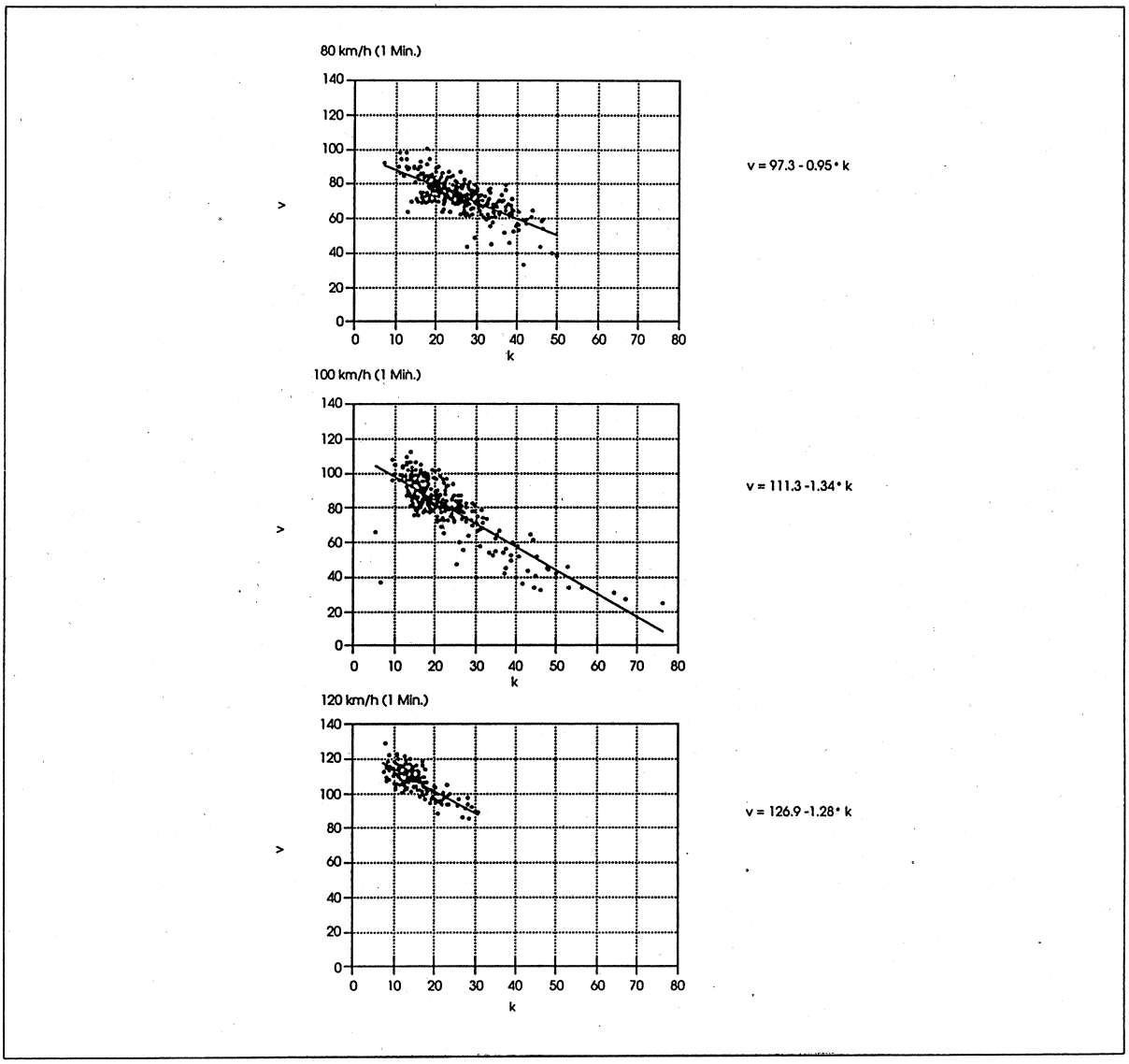


Abbildung B7: v-k - Regression, 1-Minuten-Intervalle

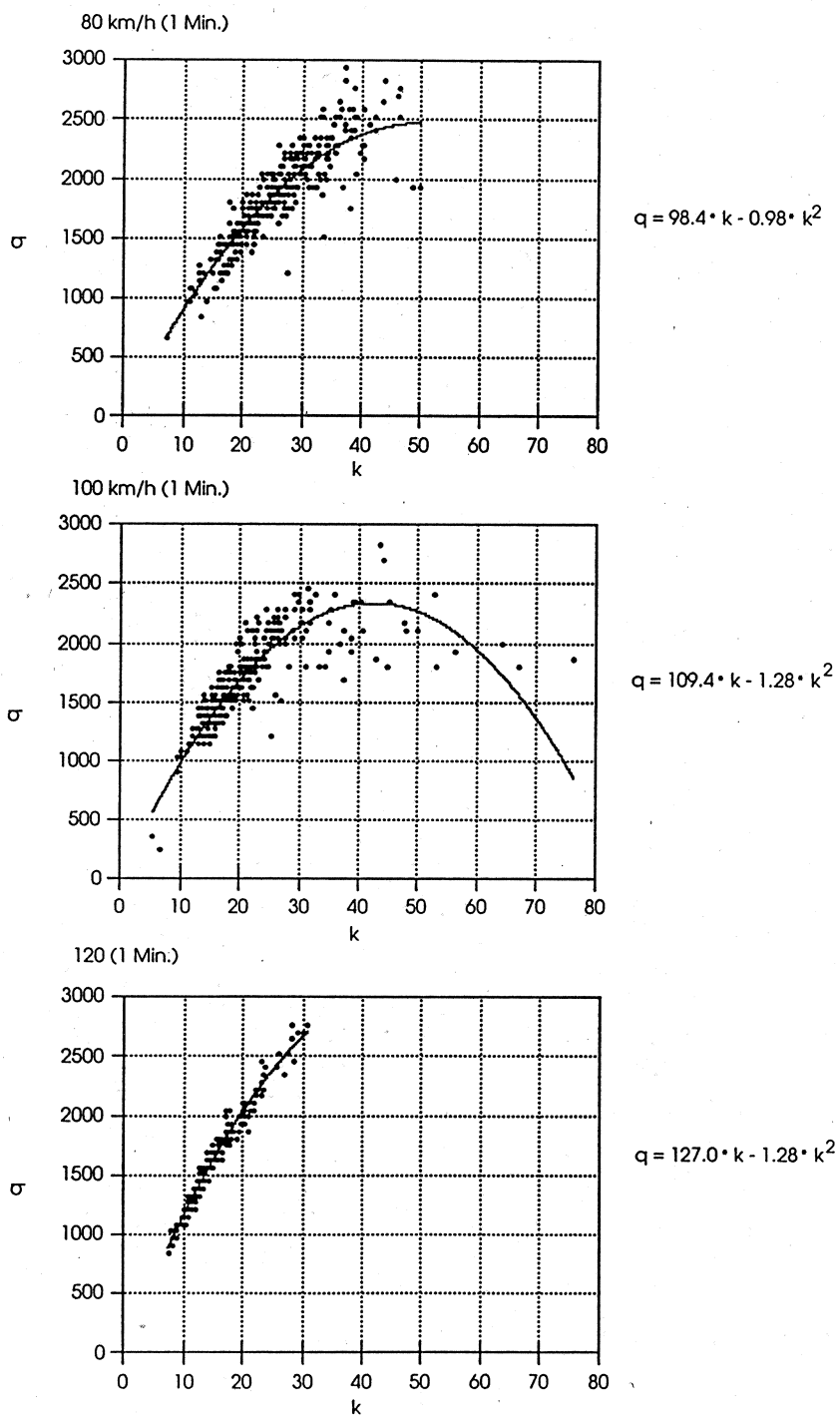


Abbildung B8: q-k - Regression, 1-Minuten-Intervalle

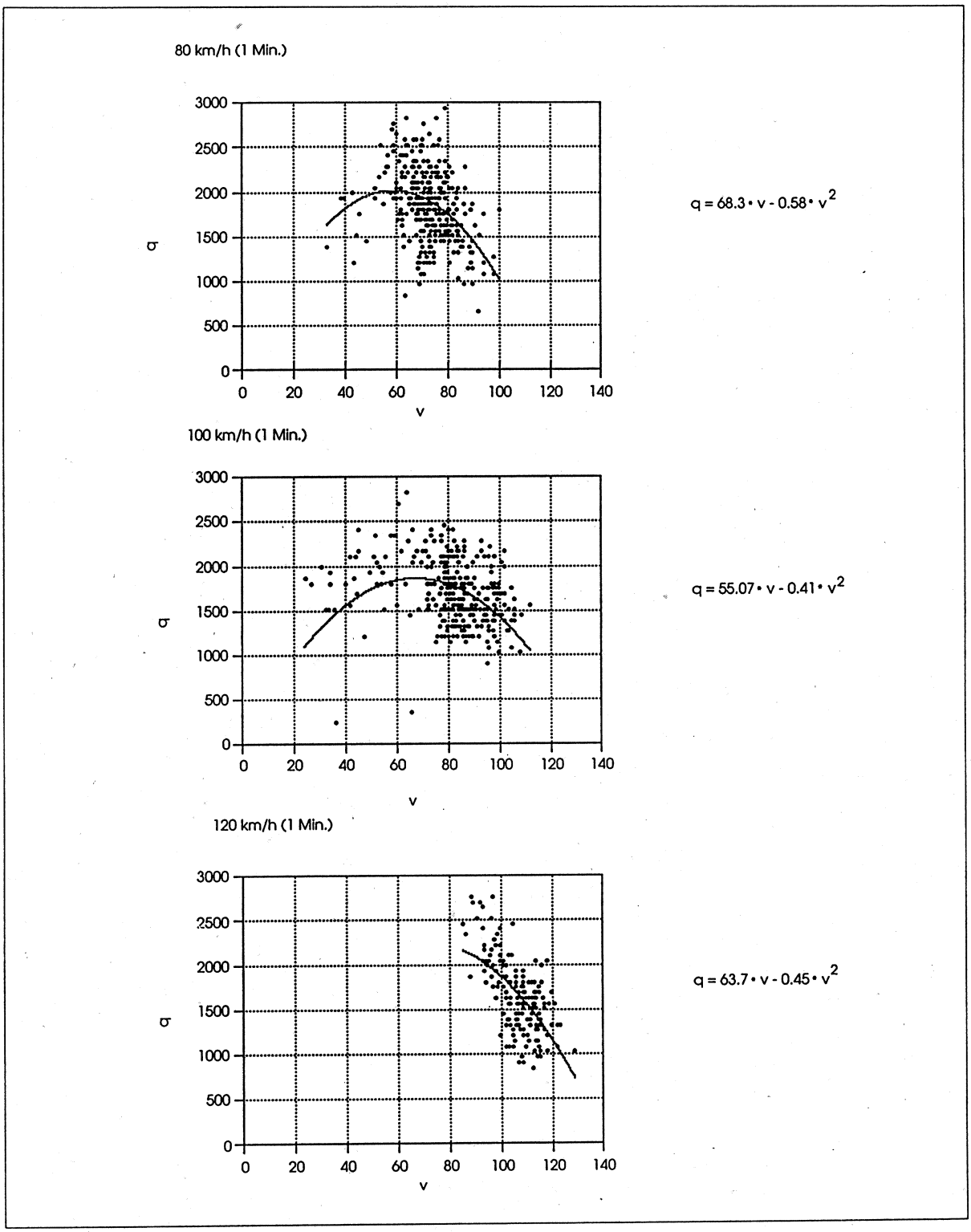


Abbildung B9: q-v - Regression, 1-Minuten-Intervalle

Zusammenfassung der Regressionsanalysen mit 1 - Minuten - Intervallen:

Regressionskurve zur Bestimmung von v_f und k_j			Mittelwerte
$v = a + b * k$ $= v_f * (1 - k/k_j)$	$q = a * k + b * k^2$ $= v_f * (k - k^2/k_j)$	$q = a * v + b * v^2$ $= k_j * (v - v^2/v_f)$	
Höchstgeschwindigkeit 80 km/h			
$v_f = 97.3$ $k_j = 103.5$ v-k (B = 0.55) q-k (B = 0.55) q-v (B = 0.18)	$v_f = 98.4$ $k_j = 100.4$ v-k (B = 0.77) q-k (B = 0.79) q-v (B = 0.56)	$v_f = 117.8$ $k_j = 68.3$ v-k (B =) q-k (B =) q-v (B = 0.17)	$v_f = 104.5$ $k_j = 90.7$
Höchstgeschwindigkeit 100 km/h			
$v_f = 111.3$ $k_j = 83.1$ v-k (B = 0.67) q-k (B = 0.67) q-v (B = 0.22)	$v_f = 109.4$ $k_j = 85.5$ v-k (B = 0.69) q-k (B = 0.69) q-v (B =)	$v_f = 134.4$ $k_j = 55.1$ v-k (B =) q-k (B =) q-v (B = 0.02)	$v_f = 118.4$ $k_j = 74.6$
Höchstgeschwindigkeit 120 km/h			
$v_f = 126.9$ $k_j = 97.6$ v-k (B = 0.61) q-k (B = 0.61) q-v (B = 0.28)	$v_f = 127.0$ $k_j = 99.2$ v-k (B = 0.96) q-k (B = 0.96) q-v (B = 0.90)	$v_f = 141.6$ $k_j = 63.7$ v-k (B =) q-k (B =) q-v (B = 0.37)	$v_f = 131.8$ $k_j = 86.8$

Tabelle B4: Bestimmung von v_f und k_j, Regression mit 1-Minuten-Intervallen

Aus obiger Tabelle folgt (vgl. Anhang A):

k_j mittel (1-Min. Intervalle) = (90.7 + 74.6 + 86.8)/3 = 84.0 Fz/km

Zusammenfassend und vereinfachend werden folgende Wertepaare für k_j und v_f für die verschiedenen Höchstgeschwindigkeiten vorgeschlagen (Basis: 1- Min.-Intervall):

- Fall 80 km/h: $k_j = 85$ Fz/km $v_f = 105$ km/h
- Fall 100 km/h: $k_j = 85$ Fz/km $v_f = 120$ km/h
- Fall 120 km/h: $k_j = 85$ Fz/km $v_f = 130$ km/h

Die für die 1-Minuten-Intervalle errechneten Beziehungen für die drei verschiedenen Höchstgeschwindigkeiten sind in Tabelle A2 inkl. entsprechendem Bestimmtheitsmass dargestellt.

Fall 80 km/h:	
$v = 105 - 1.24 * k$	B = 0.49
$q = 105 * k - 1.24 * k^2$	B = 0.76
$q = 85 * v - 0.81 * v^2$	B = 0.01
Fall 100 km/h:	
$v = 120 - 1.41 * k$	B = 0.44
$q = 120 * k - 1.41 * k^2$	B = 0.46
$q = 85 * v - 0.71 * v^2$	B = 0.---
Fall 120 km/h:	
$v = 130 - 1.53 * k$	B = 0.58
$q = 130 * k - 1.53 * k^2$	B = 0.96
$q = 85 * v - 0.65 * v^2$	B = 0.20

Tabelle B5: Korrelationsgrade der Gleichungen für 1-Min.-Intervalle

Die den Regressionsgleichungen entsprechenden Kurven sind in Abbildung B10 bis B12 dargestellt. Den für die Interpretation dieser Kurven notwendigen Hintergrund liefern die Abbildung B7 - B9. Ihnen kann entnommen werden, in welchen Bereichen die Kurven durch Beobachtungen gesichert sind und wo es sich um Extrapolationen handelt.

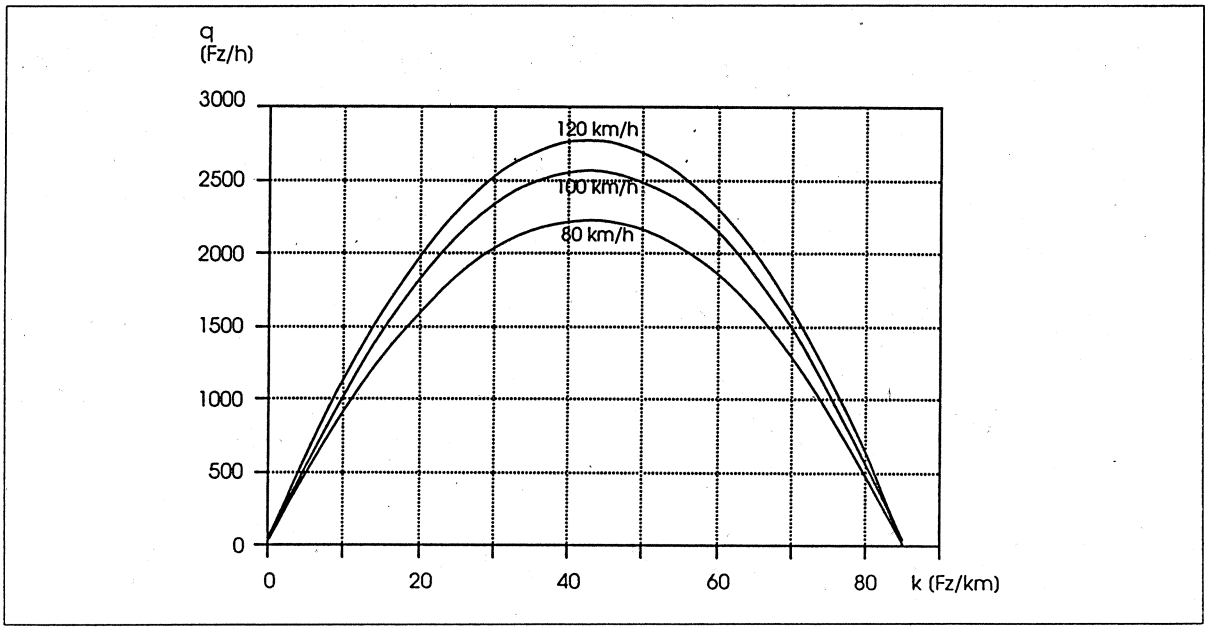


Abbildung B10: Stärke-Dichte-Kurven für verschiedene Höchstgeschwindigkeiten (1-Minuten-Intervall)

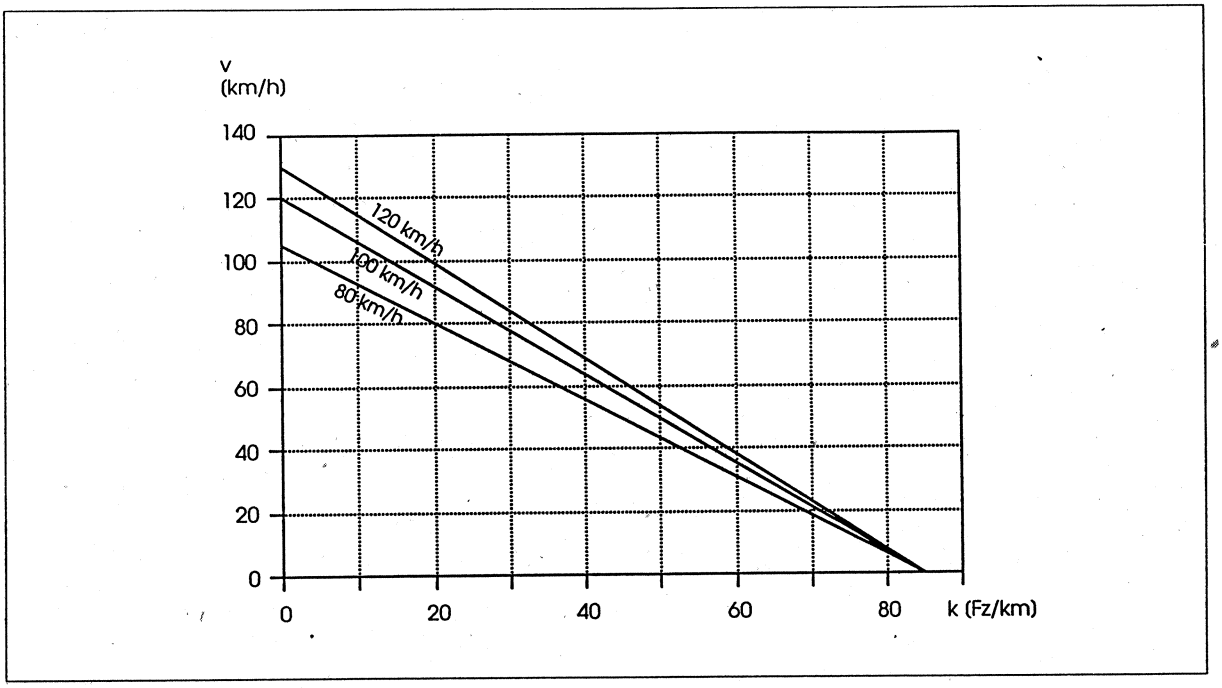


Abbildung B11: Geschwindigkeits-Dichte-Kurven für verschiedene Höchstgeschwindigkeiten (1-Minuten-Intervall)

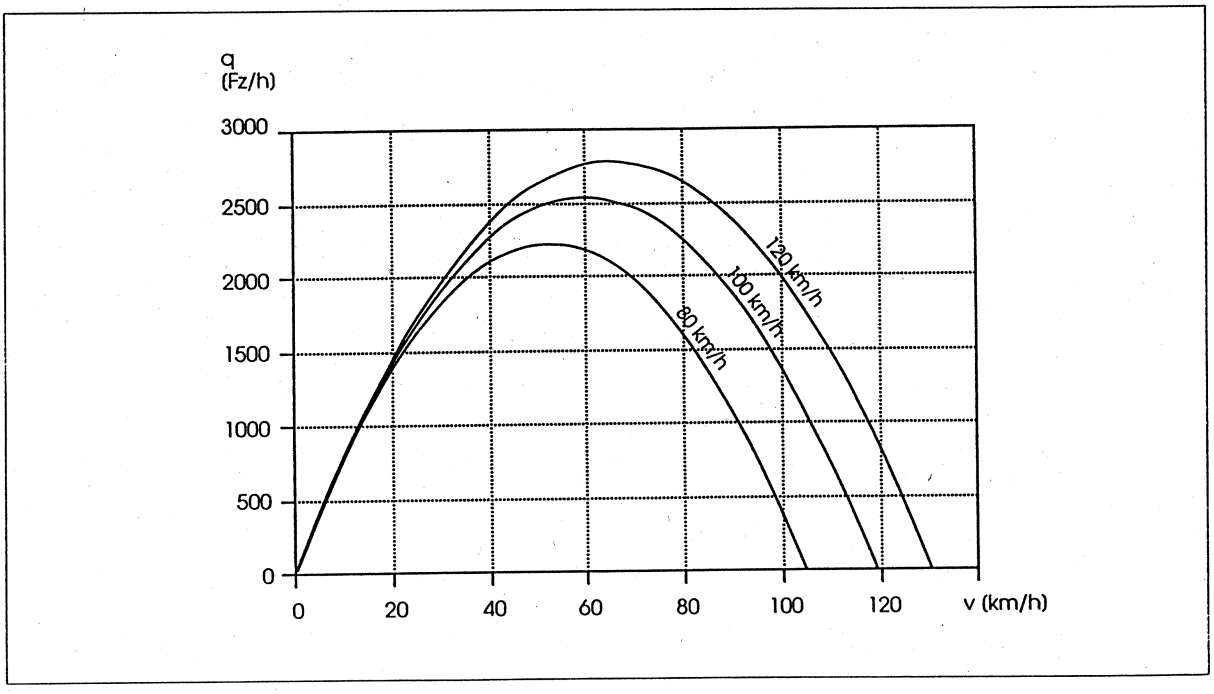


Abbildung B12: Stärke-Geschwindigkeits-Kurven für verschiedene Höchstgeschwindigkeiten (1-Minuten-Intervall)