

平成19年度 研究調査報告書

性能照査型道路設計のための
交通容量・サービス水準に関する研究

報告書

平成20年6月

委員名簿

PL	中村 英樹	名古屋大学大学院工学研究科
委員	内海 泰輔	名古屋大学大学院工学研究科
	岡田 知朗	首都高速道路株式会社
	大口 敬	首都大学東京大学院環境科学研究科
	尾崎 晴男	東洋大学工学部
	喜多 秀行	神戸大学大学院工学研究科
	桑原 雅夫	東京大学国際・産学協同研究センター
	浜岡 秀勝	秋田大学工学資源学部
	森田 綽之	日本大学総合科学研究所

(メンバーは50音順)

研究協力者		
	河内 朗	(株)長大 社会計画事業本部
事務局	芳賀 朗	(財)国際交通安全学会
	小島 康稔	(財)国際交通安全学会
	佐伯 芳久	(財)国際交通安全学会

目 次

1. 研究概要	1
1.1. 研究の背景と目的	1
1.2. 研究の内容	1
2. 線形条件を考慮した都市間道路 $q-v$ 関係の定式化	2
2.1. はじめに	2
2.2. 新井モデルの旧JH道路への適用	3
2.3. 速度プロファイルモデルに関する既存文献の調査	8
2.4. 道路線形条件に関する新しい指標	23
2.5. 道路線形条件を考慮した $q-v$ 関係の定式化	41
2.6. おわりに	54
3. 首都高速道路における各種条件が走行速度に与える影響に関する研究	57
3.1. はじめに	57
3.2. 分析対象路線の選定および分析手法	57
3.3. 路線別走行速度の分析	58
3.4. 速度に影響する要因を考慮した $q-v$ 曲線の定式化	61
3.5. おわりに	65
4. 追従状態を考慮した往復2車線道路の性能照査手法	66
4.1. はじめに	66
4.2. 分析データの概要	66
4.3. 2車線道路の性能評価指標の提案	74
4.4. 追従車判定方法の構築	76
4.5. 2車線道路における性能照査手法の提案	114
4.6. おわりに	120
5. 街路系道路の計画・設計手法に関する研究	123
5.1. はじめに	123
5.2. 既往の信号遅れ，旅行速度推計手法	125
5.3. 幹線街路の旅行速度推計手法の構築	129
5.4. 街路系道路の計画・設計手法の開発	149
5.5. おわりに	151
6. 都市部一般街路における道路幅員構成が自由走行速度に与える影響分析	153
6.1. はじめに	153
6.2. 研究内容と方法	153
6.3. 分析結果	155
6.4. おわりに	158

7. 走行サービスの質に対するドライバーの認識・評価構造	159
7.1. はじめに	159
7.2. 新たな走行調査の概要	159
7.3. 分析モデル	162
7.4. 分析結果と考察	165
7.5. おわりに	169
参 考	170
8. 複数のボトルネックを含む高速道路区間における渋滞現象の確率的解析	171
8.1. 既往研究と本研究の位置づけ	171
8.2. ボトルネック位置が変動する渋滞現象の解明	172
8.3. 渋滞発生確率曲線の推定手法	176
8.4. 渋滞発生確率曲線の要因分析	180
8.5. 区間における渋滞発生確率	181
8.6. まとめ	181

1. 研究概要

1.1. 研究の背景と目的

国や自治体の財政状況が厳しさを増し、新設道路不要論や道路特定財源の見直し論も聞かれ、今まさに道路整備のあり方が問われている。その一方で、健全な社会経済や国民生活を持続させていくためには、それぞれの道路が本来具備すべき機能に応じて、円滑性をはじめとした性能を確実に発揮することが求められており、そのために必要な道路の整備改良を今後従来にも増して的確に進めていく必要がある。これこそがまさに「真に必要な道路」であると考えられ、コストを抑えつつも性能を最大限発揮できる、投資効果の大きな道路整備、すなわち「身の丈にあった効率的な投資」が一層重要となっている。

この「身の丈にあった効率的な投資」は、従来型の交通容量重視の仕様型設計では実現が難しく、対象の各道路の機能に応じたサービス水準を設定しそれを指標とする、性能照査型道路設計手法の導入が必要になる。本プロジェクトでは、道路構造、沿道条件、利用者特性などの諸条件が交通容量や実勢速度に与える影響を精査し、各種条件とサービス水準・交通容量との関係を明らかにすることで、性能照査型道路設計手法の確立に際して必須となる性能曲線を導き出すことを目的としている。

1.2. 研究の内容

本研究では、トラフィック機能(走行性)が重視される高速道路・自動車専用道路、往復2車線道路、および幹線街路を対象とする。トラフィック機能に関わる性能を表現する指標としては、旅行速度が最も適切であると考えられることから、車両感知器データやビデオ画像の分析を通じて、道路構造、天候、信号制御などの諸条件が交通容量や実勢速度に与える影響について精査を行う。また、特に日本の道路の大部分を占め、かつ追越の困難な往復2車線道路においては、区間走行時の追従状態が道路の性能として重要であると考え、これを反映した性能指標について検討を行う。さらに、都市高速道路における走行調査によりデータを収集することで、交通状況に対する利用者認識に関する分析を行う。

本報告書は、本年度実施した次に示す研究の結果についてまとめたものである：

1. 線形条件を考慮した都市間道路 $q-v$ 関係の定式化
2. 首都高速道路における各種条件が走行速度に与える影響に関する研究
3. 追従状態を考慮した往復2車線道路の性能照査手法
4. 街路系道路の計画設計手法に関する研究
5. 都市部一般街路における道路幅員構成が自由走行速度に与える影響分析
6. 走行サービスの質に対するドライバーの認識・評価構造
7. 複数のボトルネックを含む高速道路区間における渋滞現象の確率的解析

2. 線形条件を考慮した都市間道路 $q-v$ 関係の定式化

2.1. はじめに

昨年度は大型車混入率と降雨量による $q-v$ 関係の変動の一般特性を分析し、その特性を用いて $q-v$ 関係の定式化を行っており、ここでは道路線形条件によらず、同一の片側車線数・規制速度の道路幾何構造を持つ道路区間において一般的に期待される $q-v$ 関係を定式化した。しかし、交通量の少ない自由走行状態において観測される実勢速度は道路線形条件によって大きく変動する。また、 $q-v$ 関係とは単純に考えれば交通量によって変動する速度のことであるため、実勢速度に影響を及ぼす要因は $q-v$ 関係にも影響を及ぼすと考えられ、したがって、 $q-v$ 関係は道路線形条件によっても大きく変動すると推測することができる。すなわち、設計速度や実勢速度が一定の道路区間においても道路線形条件によって地点別の実勢速度は異なるので、地点別の $q-v$ 関係も異なると考えられる。ここでは、このような線形条件を考慮した $q-v$ 関係について考察し、その定式化を試みることを目的とする。

道路線形には平面線形と縦断線形があり、これらは連続的に変動するため、実勢速度も連続的に変動する。さらに、速度はある地点において突然現れるものでなく、上流側の線形条件によりドライバーに選択された速度から、その区間の線形条件におけるドライバーの運転挙動により加速・減速した結果として現れる。速度の変動要因は多いので、その原因を1つとして断定することが困難である。しかし、その地点は直線区間から平面曲線半径2,500mの円曲線区間に接続する緩和区間(瞬間平面曲線半径は2,545mであり、円曲線区間の直前)に位置するに対し、他の三つの地点(すべて円曲線区間)における平面曲線半径は1,000~1,200 mであるため、その地点における平面曲線半径は相対的に大きくなっていることが速度の高い1つの原因として考えられる。

また、ドライバーは下流側の線形条件を認知し、現在の速度に対して加速または減速するかを判断する。したがって、本研究では速度観測地点の位置する道路区間の線形条件のみならず、上下流側の線形条件もともに考慮した実勢速度のモデルを考えたい。さらに、道路線形条件による $q-v$ 関係の変動特性を考慮した $q-v$ モデルを開発する。

ここでの分析の流れとして、まず、新井¹⁾により提案されたモデルを本研究の分析対象道路に適用した結果について考察する。新井のモデルの分析に用いられたデータは首都高速であり、東京の都心に位置して道路の縦断線形は主に構造物によるものがほとんどであるため、ある一定の縦断勾配の長さは旧JH道路に比べて相対的に短く、縦断勾配による速度への一般的影響を分析するには限界があると考えられる。また、都市高速道路における交通は相対的に短距離交通が多いという交通流の特性のみならず、密度の高い分合流部による影響も大きいと考えられる。したがって、ここでは新井モデルを旧JH道路に適用し、その結果に関する考察を行う。また、上流側の線形条件による速度への影響に関する既存研究を調べるために、アメリカで用いられる速度プロファイル(speed

profile)の作成アルゴリズムとその詳しい手法について調べる。ドライバーは平面線形条件を考慮しながら常に加速・減速の調節を行うため、ある地点で観測される実勢速度はその地点への接近速度(approaching speed)によって大きく異なり、下流側の線形条件を予想して一定速度での走行・加速・減速といった運転挙動を取る。したがって、個別車両の速度でない実勢速度の推定モデルにおいても上流・下流側の道路線形条件を考慮すればさらに説明力の高いモデルが得られると考えられる。この実勢速度モデルによる推定速度は、道路線形条件を考慮した q - v モデルにおいて交通量の少ない状態の推定速度に該当する。その後、独自の道路線形指標を利用して道路線形条件を考慮した q - v 関係の定式化を行う。そのモデルの構造は昨年度に示した一般的 q - v モデルの構造に基づいて、道路の線形条件を考慮する形に拡張される。

2.2. 新井モデルの旧 JH 道路への適用

2.2.1. 分析方法

新井モデル¹⁾はいくつかの説明変数を用いた重回帰式である。本節における分析方法は、新井モデルと同様のモデル構造を設定し、本研究における分析データを用いてパラメータを推定した後、新井モデルにおける説明変数として用いられた道路線形に関する指標とモデル構造に関する考察を行う。この分析に用いるデータの適用基準は以下のとおりである。

- ・ 新井モデルにおける「平面線形の直線区間」と「縦断線形の平坦区間」の定義、勾配の高低差の計算(縦断曲線の考慮なし)に関するルールは、そのまま適用
- ・ 目的変数：非降雨時・平日・昼間の非渋滞流において、5分間交通量が20~40台である場合の速度の85percentile値。大型車混入率は考慮しない。
- ・ 説明変数：平面線形の曲率，縦断勾配の高低差，および上流側におけるそれらの値，規制速度(60km/h基準)の5つ。
- ・ 片側車線数・車線別の重回帰分析により各説明変数のパラメータを推定。

観測地点毎の路肩幅員に関するデータは入手していないため、それに関する速度への影響について本分析では考慮しない。ただし、本分析で用いる旧JH道路の速度観測地点(車両感知器)の全ては本線料金所，トンネル，橋梁の区間を除いた単路部に位置しているため，路肩幅員は標準横断面構造にしていると考えられる。したがって，全ての分析対象地点における路肩幅員は一定であるか設計速度により変動すると考えられるので，設計速度と相関の高い規制速度をモデルの説明変数として用いれば，路肩幅員の説明変数は必ずしも必要ではない。その他の説明変数も類似する理由により本分析から除外する。

2.2.2. モデルパラメータ推定結果

表2-2-1は上記の分析方法により得られたパラメータ推定結果である。首都高速における新井モデルの標準誤差は走行車線と追越車線の場合それぞれ3.949と5.388である。そのモデル構造を旧JH道路に適用した結果の標準誤差は片側車線数・車線によって3.959～5.102の値を示し、大きな違いはない。しかし、決定係数は首都高速において走行車線・追越車線ともに0.5以上であるが、旧JH道路ではどの場合も0.5以下であり、とくに片側2車線区間では走行・追越車線ともに0.3にも達していない。これは、同じモデルの構造でも旧JH道路においては無視できない他の影響があるなどにより、そのモデル構造が十分な説明力を持っていないことを意味する。

表2-2-1 旧JH道路を対象にした新井モデルのパラメータ推定結果

		片側2車線区間		片側3車線		
		走行車線	追越車線	第1走行車線	第2走行車線	追越車線
サンプル数		1,933	2,142	834	360	606
R ²		0.245	0.290	0.271	0.454	0.425
推定値標準誤差		4.766	4.924	4.428	3.959	5.102
パラメータ 推定値	定数	95.265	111.433	87.393	99.445	112.947
	曲率(%)	-11.915	-18.218	5.918	4.376	-29.639
	上流側曲率(%)	-10.117	-9.359	-30.749	-13.569	-17.653
	高低差(√cm)	-3.231E-02	-4.551E-02	-2.852E-02	-4.903E-02	-6.015E-02
	上流側高低差(√cm)	3.674E-02	-1.058E-02	9.633E-03	3.652E-03	1.004E-04
	規制速度(60km/h基準)	0.129	0.107	0.217	0.322	0.301

Note. 全てのモデルにおける分散分析F値の有意確率は0.000

//////の推定値は95%信頼水準で有意でない。

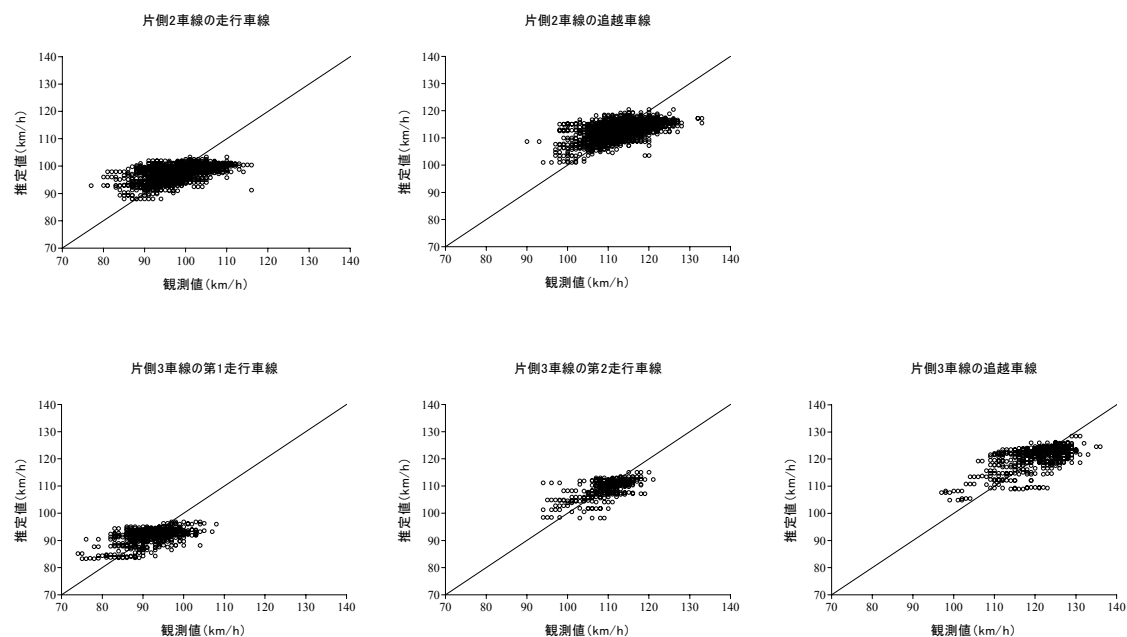


図 2-2-1 観測値と推定値との関係(片側車線数・車線別)

次に、首都高速では走行中の区間および上流側の平面・縦断線形による速度への影響が有意であるが、旧JH道路では必ずしもそうではない。片側3車線区間の第1・2走行車線の場合、平面曲線の曲率の影響は信頼水準95%で有意でない。とくに、上流側縦断勾配の高低差の影響は片側2車線区間の追越車線を除いて有意でない。曲率の影響が有意でないことに関してはまだ明確でない。しかし、上流側縦断勾配の高低差が旧JH道路において有意でないこととしては縦断曲線を考慮していないことや、首都高速に比べて勾配の高低差が大きいことが考えられる。

2. 2. 3. 縦断曲線を考慮した場合のパラメータ推定結果

首都高速を対象にした新井モデルでは縦断曲線を考慮せず縦断曲線区間における始点部と終点部の縦断勾配の延長線の交差点を基準として高低差、上流側縦断勾配の高低差を計算した。しかし、勾配の差が大きいほど、縦断曲線長が長いほどその誤差は大きくなり、例えば縦断勾配が-3%から3%に変化する長さ600mのサグ区間に対して縦断曲線を考慮しないと4.5mの誤差が生じる。この値は速度推定において決して大きい値ではないだろうが、線形条件によってはそれ以上の誤差が生じる可能性があり、縦断曲線長によって速度の変動特性も異なると考えられる。したがって、ここでは縦断曲線を考慮して得られる高低差を用いて再び新井モデルの検証を行う。この場合のモデルは実際の道路上の勾配の高低差が適用されるため、モデルの推定結果と関係なく、より現実的な結果が得られると考えられる。この場合でも縦断勾配(上り・下りともに)の大きさが0.3%以下の区間は平坦として取り扱う。また、縦断曲線上でも縦断勾配の大きさが0.3%以下の

場合は平坦とする．すなわち，縦断勾配が上りから下りへ変化する場合，またはその逆の場合において必ず平坦区間が存在することになる．この分析結果を表2-2-2に示す．

縦断曲線を考慮した場合，片側2車線区間の追越車線では上流側縦断勾配の高低差の影響は有意でない．しかし，他の場合では全て有意である結果が得られ，また，平面線形の曲率に関するパラメータの推定結果も全て有意である．したがって，縦断曲線を考慮することは現実的であるだけでなく，さらに妥当なモデルの構造であると考えられる．また，ほとんど差はないものの，モデルの決定係数は増加し，標準誤差は減少する．ただし，このような手法では上り・下り勾配区間の上流側が必ず平坦(その平坦区間の延長と関係なく)となる問題がある．したがって，表2-2-2における上流側縦断勾配の高低差に関するパラメータ推定値は平坦区間における上流側縦断勾配のみが反映されている．この問題を解決するためには，平坦区間の基準等を設定して考慮しなければならない．

首都高速を対象にしたモデルでは直線区間においてモデルの当てはまりが比較的良くない結果が得られた．旧JH道路においてはどうかを分析するために，直線区間と曲線区間に分けてRMSEを計算した．その結果を表2-2-3に示す．必ずしも直線区間のRMSEが大きいとはいえず，片側3車線区間の第1走行車線・追越車線では逆に曲線区間のRMSEが直線区間のRMSEを大きく上回る結果が得られた．

表2-2-4は曲線半径が3,000m以上の区間を直線区間として分析した結果である．この分析は，曲線半径1,000mという直線区間の基準に比べて，モデルの寄与度が上がるかどうか

表 2-2-2 縦断曲線を考慮した場合のパラメータ推定結果

		片側2車線区間		片側3車線		
		走行車線	追越車線	第1走行車線	第2走行車線	追越車線
サンプル数		1,933	2,142	834	360	606
R ²		0.266	0.300	0.289	0.497	0.465
推定値標準誤差		4.701	4.889	4.370	3.800	4.923
パラメータ 推定値	定数	95.295	111.438	88.093	99.546	113.655
	曲率(%)	-11.647	-18.135	-5.339	-9.714	-32.830
	上流側曲率(%)	-9.867	-9.024	-29.474	-10.976	-16.992
	高低差(√cm)	-3.316E-02	-4.245E-02	-4.046E-02	-5.154E-02	-6.973E-02
	上流側高低差(√cm)	2.695E-02	1.929E-01	2.910E-02	4.563E-02	4.136E-02
	規制速度(60km/h基準)	0.128	0.106	0.201	0.325	0.293

Note. 全てのモデルにおける分散分析F値の有意確率は0.000
 //の推定値は95%信頼水準で有意でない．

表 2-2-3 直線・曲線区間別の RMSE

片側車線数	車線	RMSE(縦断曲線考慮なし)			RMSE(縦断曲線考慮)		
		全区間	直線区間	曲線区間	全区間	直線区間	曲線区間
2	走行	4.76	4.94	4.45	4.69	4.88	4.37
	追越	4.92	5.05	4.66	4.88	5.04	4.56
3	第1走行	4.41	4.08	5.20	4.35	4.07	5.03
	第2走行	3.93	4.00	3.78	3.77	3.86	3.58
	追越	5.08	4.30	6.86	4.90	4.33	6.27

かを確認するものである。しかし、結果は予想とは違い、平面曲線の曲率が有意でない場合も生じてしまう。これは、速度にほとんど影響しない大きな曲線半径の区間が曲線区間として扱われていることを意味し、直線区間の基準について考察する必要がある。

表 2-2-4 R=3,000m 以上を直線区間とした場合のモデルパラメータ推定結果
(縦断曲線考慮)

		片側2車線区間		片側3車線		
		走行車線	追越車線	第1走行車線	第2走行車線	追越車線
サンプル数		1,933	2,148	840	360	610
R ²		0.270	0.291	0.223	0.498	0.446
推定値標準誤差		4.689	4.944	4.558	3.797	4.996
パラメータ 推定値	定数	95.690	111.697	83.619	99.829	114.428
	曲率(%)	-11.897	-17.930	-1.373	-8.002	-22.259
	上流側曲率(%)	-9.897	-8.337	-9.060	-11.984	-22.701
	高低差(√cm)	-3.367E-02	-4.358E-02	-4.049E-02	-5.232E-02	-7.085E-02
	上流側高低差(√cm)	2.782E-02	2.851E-04	2.861E-02	5.101E-02	4.282E-02
	規制速度(60km/h基準)	0.116	0.101	0.233	0.314	0.264

Note. 全てのモデルにおける分散分析F値の有意確率は0.000
 // の推定値は95%信頼水準で有意でない。

2.2.4. まとめ

新井モデルの特徴は、走行中の区間の線形条件だけでなく、上流側の線形条件まで考慮して説明力の高いモデルを提案したことである。とくに、縦断線形による速度への影響に関するほとんどの研究では縦断勾配を当然のように用いたが、新井モデルでは位置エネルギーと運動エネルギーとの関係を利用し、縦断勾配でなく高低差(走行中の上り坂あるいは下り坂における最低点あるいは最高点からの高さ、および上流側の上り坂あるいは下り坂における最高点と最低点の高低差)を用いて縦断線形による速度への影響を定式化したことである。平面線形に関しては、同一カーブ方向をもつ曲線区間(円曲線、緩和曲線区間を含む)における最大曲率をその曲線区間の曲率とし、左カーブ・右カーブ・直線に分類した平面線形条件において走行中の平面線形区間と上流側の平面線形区間における曲率を利用して速度推定モデルを提案した。

しかし、緩和曲線では曲率変動する区間であるため、接続している円曲線区間における速度がそのまま維持されているとはいえない。緩和曲線設置の目的が加速・減速に必要な空間の提供ではないが、長い緩和曲線ではいくらかでも加速と減速が現れる(円曲線区間における速度変動も報告されている)。したがって、緩和曲線も含む曲線区間の最大曲率をその曲線区間全体に適用することは合理的でない。また、縦断勾配でなく高低差を用いた縦断線形の速度への影響の分析は一般的でない。なぜなら、高低差を用いて縦断勾配の影響を説明しようとする縦断勾配が長ければ長いほど速度は低下もしくは増

大する。しかし、次節で詳しく説明するが、縦断勾配による速度の変動は車両の性能と高い関連性があり、車種や積載状況にはよるが、ある縦断勾配において維持可能な最低速度は存在する。また、下り坂では速度が増加しある程度以上になると、ドライバーはブレーキ操作などにより安全かつ快適な速度を維持しようとするから、ある長い縦断勾配において限りなく速度が増加・減少することはない。さらに、ある上り坂に複数の縦断勾配をもつ縦断線形が混在する場合(例えば、 $+1.5\% \rightarrow +3\%$)、車両の性能は縦断勾配の影響を大きく受けるが、単純に高低差ではその影響が説明できない。したがって、旧JH道路を対象としている本研究では他の手法を考えて上流側の線形条件を考慮しなければならない。さらに、旧JH道路は首都高速に比べて規制速度が高く、かつ走行速度が高いため、大型車のような低速車両の影響が有意である可能性が高い。したがって、大型車混入率と関連して縦断勾配の影響を分析する必要がある。

2.3. 速度プロファイルモデルに関する既存文献の調査

2.3.1. はじめに

ある地点における速度に影響する要因は様々である。Fitzpatrickら²⁾は実勢速度を対象に今まで研究されてきた主要な速度変動要因を体系的に考察し報告した。その中でもっとも頻繁に利用された変動要因としては平面曲線半径(もしくは曲率)と縦断勾配が挙げられる。なぜなら、これらの要因は実勢速度に直接的な影響を及ぼし、道路の設計要素の中でもっとも統計的に有意な影響をもっているからである。しかし、ある地点における速度というものは、平面曲線区間では安全性と快適性を考慮した運転者の運転挙動、縦断勾配のきつい区間では重力に対する車両の性能等により、常に加減速や希望速度の維持等を繰り返す間にその地点を通過した際観測された瞬間速度である。したがって、平面曲線半径・縦断勾配の同じ区間、あるいは同じ直線・平坦区間においても上流側の線形条件によって現れる速度には差があると考えられる。

このような実勢速度と道路線形との関係を考慮した道路設計における design consistency の概念のために必要な速度プロファイルのモデルは、オーストラリアおよびドイツ・スイスのようなヨーロッパの国で初めて開発され、アメリカでは1977年、Leischら³⁾により初めて研究された。Leischらの研究は平面・縦断線形を考慮した小型車と大型車の平均速度を予測する速度プロファイルモデルに関するものである。以降、様々な研究者により速度プロファイルモデルが開発され、アメリカにおける2車線地方部高速道路(highway)の道路幾何構造の走行安全性および交通運用の評価に用いられるソフトウェア分析ツール(Interactive Highway Safety Design Module, IHSDM)の design consistency module として採択された速度プロファイルモデル^{4), 5)}が、現在アメリカで用いられるもっとも最新のモデルである。日本において速度プロファイルモデルに関する研究はあまり見当たらないが、道路線形の連続性を考慮した実勢速度予測モデルの概念について考察した洪の修士論文⁶⁾、また首都高速を対象に上流側の線形条件まで考慮した実勢速度

予測モデルに関する新井の修士論文¹⁾が挙げられる．ここではFitzpatrick・Collins⁵⁾の速度プロファイルモデルをその他の速度プロファイルモデルと比較しながら簡単に紹介する．ここで紹介する既存文献はすべて往復2車線地方部高速道路を対象にした研究に関するものである．

2.3.2. Fitzpatrick・Collins⁵⁾の速度プロファイルモデル

現在， design consistencyを考慮したアメリカの道路設計手法における速度プロファイルの作成方法はFitzpatrick・Collinsが提案した方法を採用している．その速度プロファイル作成の流れは以下のとおりである．

- 1) 対象道路の全区間における希望速度の設定
- 2) 各平面曲線区間における曲線区間速度の計算
- 3) 縦断勾配による勾配限界速度の計算
- 4) 上記の三つの速度の中で各区間における最小速度を決定
- 5) 平面曲線区間前後における加速・減速の補正

上記の各段階に関する詳しい内容を以下に示す．

2.3.3. 希望速度の設定

(1) Fitzpatrick・Collins⁵⁾による希望速度

「平面・縦断道路線形の影響を受けない状態において運転者が選択する速度」

希望速度の観測は困難であるが，平面・縦断線形の影響のない十分に長い直線区間で観測される速度を希望速度として仮定できると述べる．

(2) 希望速度の適用値

- ・ 一定の値を適用するモデル：Fitzpatrick・Collins⁵⁾のモデル(100 km/h)，オーストラリアにおけるモデル⁷⁾(地形と平面曲線半径の大きさにより定められた基準値を適用)，スイスにおけるモデル⁸⁾(制限速度を適用)，Ottesen・Krammes⁹⁾のモデル(97.9 km/h)等．
- ・ 回帰式から推定して適用するモデル：Choueiri・Lamm¹⁰⁾のモデル(平面曲率と速度との関係に関する回帰式から推定した値を適用)等

2.3.4. 曲線区間速度の計算

(1) Ottesen・Krammes⁹⁾による曲線区間速度

Ottesen・Krammes⁹⁾による代表的な4つの既存曲線区間速度推定モデルの構造を表2-3-1に示す。これらの4つのモデル構造を利用して小型車を対象に回帰分析を行い(縦断線形は考慮せず)、各モデルの決定係数に大きな差はないと結論付け、当てはまりの良さ、単純かつ実用的なモデル構造のことから1次関数の構造をもって分析を進めた。その1次関数により得られた回帰式が式2.1である。

表 2-3-1 代表的な平面曲線区間における実勢速度推定モデルの構造

Model Type	Model Form: $V_{85} =$
Linear	$\beta_0 + \beta_1 D$
Exponential	$\text{EXP}(\beta_0 + \beta_1 D)$
Inverse	$(\beta_0 + \beta_1 D)^{-1}$
Polynomial	$\beta_0 + \beta_1 DC^i$
Where: V_{85} = 85th percentile speed (km/h) β_i = regression coefficient for D to the ith power D = degree of curvature	

$$V_{85} = 103.66 - 1.95D \quad (R^2=0.80, \text{RMSE}=5.2\text{km/h}) \quad (2.1)$$

ここに、

V_{85} は平面曲線区間の85percentile速度(km/h)

D は曲率度($^\circ$)

式2.1に曲線区間の延長と道路交角(deflection angle)を加えて得られた重回帰式が式2.2である。

$$V_{85} = 102.44 - 1.57D + 0.012L - 0.01DL \quad (R^2=0.81, \text{RMSE}=5.0\text{km/h}) \quad (2.2)$$

ここに、

L は平面曲線区間の延長(m)

式2.2の $D \times L$ は曲線区間の交角と同様である。曲線区間への進入速度を式2.2に加えて得られた式2.3はさらに高い説明力を持つ。

$$V_{85} = 41.62 - 1.29D + 0.0049L - 0.12DL + 0.95V_i \quad (R^2=0.90, \text{RMSE}=4.0\text{km/h}) \quad (2.3)$$

ここに、

V_i は曲線区間進入速度(km/h)

また、曲率度4°以下の曲線区間の速度は平面直線区間の速度と統計的に有意差がないと記述している（曲率度の定義が明確でない。100 ft基準ではR=437m, 100 m基準ではR=1.432 m）。

表 2-3-2 小型車の平面・縦断曲線区間における速度および加減速度の推定モデル(77)

AC EQ# (See note 1)	Alignment Condition (AC) (see note 2)	Speed (see note 2)	Deceleration Rate (see note 2)	Acceleration Rate (see note 2)
1.	Horizontal Curve on Grade: $-9\% \leq G < -4\%$	$V_{85} = 102.10 - \frac{3077.13}{R}$	<u>For AC EQ 1 to 4</u> $R \geq 436$ $d = 0.00$ $175 \leq R < 436$ $d = 0.6794 - \frac{295.14}{R}$ $R < 175$ $d = 1.00$	<u>For AC EQ 1 to 4</u> $R > 875$ $a = 0.00$ $436 < R \leq 875$ $a = 0.21$ $250 < R \leq 436$ $a = 0.43$
2.	Horizontal Curve on Grade: $-4\% \leq G < 0\%$	$V_{85} = 105.98 - \frac{3709.90}{R}$		
3.	Horizontal Curve on Grade: $0\% \leq G < 4\%$	$V_{85} = 104.82 - \frac{3574.51}{R}$		
4.	Horizontal Curve on Grade: $4\% \leq G < 9\%$	$V_{85} = 96.61 - \frac{2752.19}{R}$		
5.	Horizontal Curve Combined with Sag Vertical Curve	$V_{85} = 105.32 - \frac{3438.19}{R}$	1.00	0.54
6.	Horizontal Curve Combined with NLSD Crest Vertical Curve	(see note 3)	(see note 5)	(see note 5)
7.	Horizontal Curve Combined with LSD Crest Vertical Curve (i.e., $K \leq 43$ m/%)	$V_{85} = 103.24 - \frac{3576.51}{R}$ (see note 4)	1.00	0.54
8.	Sag Vertical Curve on Horizontal Tangent	$V_{85} = \text{assumed desired speed}$	n/a	n/a
9.	Vertical Crest Curve with NLSD (i.e., $K > 43$ m/%) on Horizontal Tangent	$V_{85} = \text{assumed desired speed}$	n/a	n/a
10.	Vertical Crest Curve with LSD (i.e., $K \leq 43$ m/%) on Horizontal Tangent	$V_{85} = 105.08 - \frac{149.69}{K}$	1.00	0.54

NOTES:

n/a = not available; NLSD = nonlimited sight distance; LSD = limited sight distance.

- AC EQ# = Alignment Condition Equation Number
- Where: V_{85} = 85th percentile speed of passenger cars (km/h) K = rate of vertical curvature
 R = radius of curvature (m) G = grade (%)
 d = deceleration rate (m/s^2) a = acceleration rate (m/s^2)
- Use lowest speed of the speeds predicted from AC EQ# 1 or 2 (for the downgrade) and AC EQ# 3 or 4 (for the upgrade).
- In addition, check the speeds predicted from AC EQ# 1 or 2 (for the upgrade) and AC EQ# 3 or 4 (for the upgrade) and use the lowest speed. This will ensure that the speed predicted along the combined curve will not be better than if just the horizontal curve was present (i.e., that the inclusion of a limited sight distance crest vertical curve result in a higher speed).
- Use acceleration/deceleration rates for Alignment Conditions 1 to 4.

(2) Fitzpatrick・Collins⁵⁾による曲線区間速度

Fitzpatrick・Collinsは平面曲線だけでなく、縦断曲線の影響まで考慮し、曲線区間における小型車の85percentile速度推定モデルを開発した。基本的には縦断線形のケース別に平面曲率(曲線半径の逆数)のみを説明変数とする単回帰式を提案するが、平面直線区間・ $K \leq 43\text{m}/\%$ のクレスト縦断曲線区間ではその K 値の逆数を説明変数とする単回帰式を提案する。全部で10ケースがあり、ケース別の単回帰式をまとめたものが表2-3-2である。

(3) その他

McLean¹¹⁾の曲線区間速度推定モデルでは曲率だけでなく、その道路における希望速度も説明変数としている。Kanellaidisら¹²⁾はMcLeanのモデルを検証し、希望速度を説明変数として利用した場合の曲線区間速度推定モデルの説明力は大きく増加すると報告した。

2.3.5. 縦断勾配による速度への影響

小型車の速度は大型車の速度に比べて縦断勾配の影響を大きく受けない^{3), 13)}。しかし、その影響は明確であり^{4), 5), 14), 15)}、Fitzpatrickら⁴⁾とFitzpatrick・Collins⁵⁾はTWOPASにおける自動車性能モデルを速度プロファイルモデルに適用している。TWOPASとは、2車線高速道路(highway)を対象にアメリカで開発されたマイクロスコピック・コンピューター・シミュレーション・モデルである。TWOPASは1978年に初めて開発・報告¹³⁾され、HCM 1985¹⁶⁾とHCM 2000¹⁷⁾における2車線高速道路編においてはそのモデルが用いられた。

Bester¹⁸⁾は、平面線形の速度への影響のほとんどない道路を対象に、縦断線形のみを考慮した大型車の速度プロファイルを提案した。BesterのモデルはTWOPASモデルに比べて簡単な数式構造をもち、かつその仮定や概念は明瞭である。ここではTWOPASモデルとBesterモデルを紹介する。

(1) TWOPAS モデルの車両性能モデル(小型車)

St. John・Kobett¹³⁾は実験により、平坦部における小型車の加速度と走行速度にはほぼ直線的な関係があると報告した。その関係を式2.4に示す。

$$a = a_0 \left(1 - \frac{V}{V_m} \right) \quad (2.4)$$

ここに、

a = 速度 V における可能加速度 (ft/s²)

a_0 = V が0のときの最大加速度 (ft/s²)

V = 現速度 (ft/s)

V_m = 平坦部における最大速度 (ft/s)

縦断勾配の影響を考慮すると、加速度は式2.5のようになる。

$$a = a_0 \left(1 - \frac{V}{V_m} \right) - gG \quad (2.5)$$

ここに,

g = 重力加速度 (32.17 ft/s² [9.81 m/s²])

G = 縦断勾配 (%/100)

しかし、小型車の運転者は一般にその車両の最大加速性能の73%しか利用しない(一時的には最大加速性能を利用する)。また、その車両の最大速度の90%以上では走行しない。

$$a = 0.73a_0 \left(1 - \frac{V}{0.90V_m} \right) - gG \quad (2.6)$$

速度の時間変動は式2.7のようになる。

$$V_n = V + at \quad (2.7)$$

ここに,

V_n = 時間 t 後の速度 (ft/s)

t = 時間間隔 (s) (一般に $t = 1$)

しかし、運転者による加速は、現速度と希望速度との差によりその大きさが異なる¹³⁾。その差の基準は1.2 ft/s (0.4 m/s)と設定し、以下の3つのケースによる速度の時間変動計算する。

$$\text{If } |V_d - V| \leq 1.2 \text{ then,} \\ V_n = V_d \quad (2.8)$$

$$\text{If } |V_d - V| > 1.2 \text{ and } V_d - V > 0 \text{ then,} \\ V_n = V + (1.2 + 0.108|V_d - V|)t \quad (2.9)$$

$$\text{If } |V_d - V| > 1.2 \text{ and } V_d - V < 0 \text{ then,} \\ V_n = V - 1.2t \quad (2.10)$$

ここに,

V_d = 希望速度 (ft/s)

式2.8～式2.10による速度の値が式2.4～式2.7により得られる速度より小さい場合、式2.8～式2.10により得られる速度を用いてその時間(1秒)における実際の速度の変化から加速度を新たに計算し、その時間における走行距離を計算して速度プロファイルを作成する。

$$a = \frac{V_n - V}{t} \quad (2.11)$$

$$X_n = X_0 + Vt + 0.5at^2 \quad (2.12)$$

ここに,

X_n = 時間 t 後の位置

X_0 = 初期位置.

以上のように, 小型車のTWOPAS車両性能モデルは a_0 と V_m の2つの車両特性の関数である.

(4) TWOPASモデルの車両性能モデル(大型車)

大型車の場合はエンジンのパワーだけでなく, ギアシフト操作にかかる時間, 空気抵抗を考慮して加速度を計算する.

$$a_c = -0.2445 - 0.0004V' - \frac{0.021C_{de}(V')^2}{(W/A)} - \frac{222.6C_{pe}}{(W/NHP)V'} - gG \quad (2.13)$$

$$a_p = \frac{a_c + \frac{15368C_{pe}}{(W/NHP)V'}}{1 + \frac{14080}{(W/NHP)(V')^2}} \quad (2.14)$$

$$a_e = \frac{0.4V'a_p}{0.4V' + \frac{1.5a_p}{|a_p|}(a_p - a_c)}, \quad V \geq 10 \text{ ft/s} \quad (2.15)$$

$$a_e = \frac{10a_p}{10 + \frac{1.5a_p}{|a_p|}(a_p - a_c)}, \quad V < 10 \text{ ft/s} \quad (2.16)$$

ここに,

a_c = ギアシフト操作の間に生じる加速度(減速)(ft/s²)

a_p = エンジンの馬力による加速度(ft/s²)

a_e = 1.5秒のギアシフト操作を考慮した有効加速度(ft/s²)

V' = 大型車速度(ft/s)

C_{de} = 海拔高度を考慮した空気抵抗の補正係数($= (1 - 0.000006887E)^{4.255}$)

C_{pe} = 海拔高度を考慮したエンジン馬力の補正係数($= 1 - 0.00004E$)

E = 海拔高度(ft)

W/A = 車両の質量と車両の前面投影面積との割合(lb/ft²)

W/NHP = 車両の質量とエンジン馬力との割合(lb/hp)

式2.15と式2.16は, 米自動車技術会(SAE)のトラック性能に関するモデルに基づき,

ギアシフトの操作の間(エンジンのパワーが車輪に伝われない状態)に発生する速度の低下に関する式2.13と、エンジン馬力による車両の加速度に関する式2.14を統合して、かつギアシフト操作時を除いてはフルパワーを使用するという大型車の特性を考慮したものである¹³⁾。また、大型車の場合でもその速度が希望速度に達している状態ではそれ以上にならないように、式2.8～式2.10を考慮して速度プロファイルを作成する。

(3) Bester モデル¹⁸⁾

既存の速度プロファイルモデルの問題点はエンジン馬力と車両重量との割合の特定値を利用して個別車両もしくはある車群の速度プロファイルを作成することである¹⁸⁾。しかし、その割合の平均や分布は車種・貨物・道路により異なり、その特定値の適用には難しいところがある。このような研究背景の下でBesterは簡単にした大型車の速度プロファイルを開発した。そのモデルにおける基本仮定は、大型車は小型車とは違い、とくに上り坂において一定のフルパワーを使用することである¹³⁾。もう1つの仮定は、大型車の加速度と速度には図2-3-1のような直線関係のあることであり(TWOPASの小型車性能モデルにおける仮定と同一)、このモデルにおける基準車両は10トントラックである。

まず、車両が一定の速度で走行するために必要なパワーは以下のようなものである。

$$P_n = (R_R + R_A + R_G)V / 1000 \quad (2.17)$$

ここに、

P_n = 等速走行に必要な出力 (kW)

R_R = 転がり抵抗 (N)

R_A = 空気抵抗 (N)

R_G = 勾配抵抗 (N)

V = 速度 (m/s)

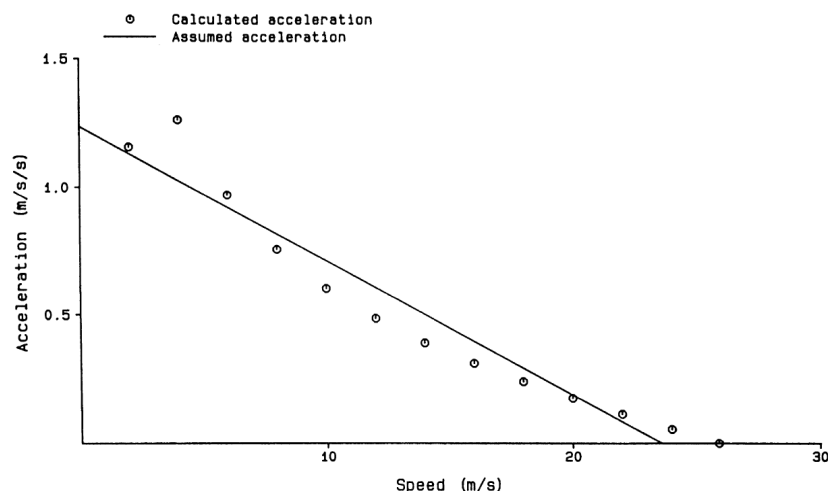


図 2-3-1 加速度と速度(85)

各走行抵抗は以下のとおりである。

$$R_R = AM \quad (2.18)$$

$$R_A = CV^2 \quad (2.19)$$

$$R_G = MgG \quad (2.20)$$

ここに,

A = 転がり抵抗係数 (N/kg)

M = 車両の質量 (kg)

C = 空気抵抗係数 (kg/m)

g = 重力加速度 (m/s^2)

G = 縦断勾配 (m/m)

加速するためには P_n 以上のパワーが必要であり, そのために必要な力は次のようになる.

$$R_a = M_e a \quad (2.21)$$

ここに,

R_a = 加速に必要な力 (N)

M_e = 有効質量 (kg)

a = 加速度 (m/s^2)

したがって,

$$P_a = (R_R + R_A + R_G + R_a)V / 1000$$

$$a = [1000P_a / MV - (R_R + R_A) / M - gG] M / M_e \quad (2.22)$$

ここに,

P_a = 加速に必要な出力 (kW)

M/M_e は使用中のギアや車両により異なるが, 速度25km/h以上では車両による M/M_e の差は5%未満であるから, 車種と関係なく設定することができる.

$$M / M_e = 0.2 \quad \text{for } V \leq 1.8 \text{ m/s} \quad (2.23)$$

$$M / M_e = 1.02 - 1.45 / V \quad \text{for } V > 1.8 \text{ m/s} \quad (2.24)$$

10トントラックを基準とした実験により，平坦部における加速度と速度には図2-3-1のような直線関係がある．

$$a = \alpha - \beta V \quad (2.25)$$

ここに，

α, β = パラメータ

すなわち，式2.25は縦断勾配が0の際の式2.22を表す．したがって，縦断勾配を考慮した加速度は式2.26のとおりである．

$$a = \alpha - \beta V - gGM / M_e \quad (2.26)$$

Besterの速度プロファイルモデルでは，単位時間毎の速度変動を計算して速度プロファイルを作成するのではなく，単位距離毎に直接速度プロファイルを作成する．ある単位区間において，初期速度および初期加速度を V_1 と a_1 ，その区間の走行後の速度と加速度を V_2 と a_2 としたとき， V_2 は

$$V_2 = V_1 + at$$

である．その区間における加速度を a_1 と a_2 の平均として適用すると，

$$V_2 = V_1 + \frac{a_1 + a_2}{2} \times \frac{2x}{V_1 + V_2}$$

となり，この式から式2.27が得られる．

$$\frac{V_2^2 - V_1^2}{x} = a_1 + a_2 \quad (2.27)$$

ここに， a_1 と a_2 は，

$$a_1 = \alpha - \beta V_1 - gGM / M_e$$

$$a_2 = \alpha - \beta V_2 - gGM / M_e$$

である．

したがって，式2.27から式2.28が得られる．

$$V_2 = \frac{-A_2 + \sqrt{A_2^2 - 4A_1 \times A_3}}{2A_1} \quad (2.28)$$

ここに，

$$V_2 = \text{単位区間走行後の速度 (m/s)}$$

$$A_1 = 1/x$$

$$A_2 = \beta$$

$$A_3 = 2gGM / Me - V_1^2 / x - 2\alpha + \beta V_1$$

x = 単位区間長 (m),

V_1 = 単位区間初期速度 (m/s)

以上のように、Besterのモデルは2つのパラメータ(α と β)だけで縦断線形による速度プロファイルを作成することができる。2つの実験方法によるパラメータ推定値と、その推定値をもって作成した速度プロファイルの結果の例をそれぞれ表2-3-3と図2-3-2にそれぞれ示す。

Besterのモデルは平面線形より縦断勾配の影響の大きい区間において、大型車を対象としたものであるため、平面線形は全く考慮されていない。

表 2-3-3 α と β の推定値 ¹⁸⁾

Speed	α	β
15 th percentile	0.73	0.051
Average	1.16	0.063
85 th percentile	1.45	0.062

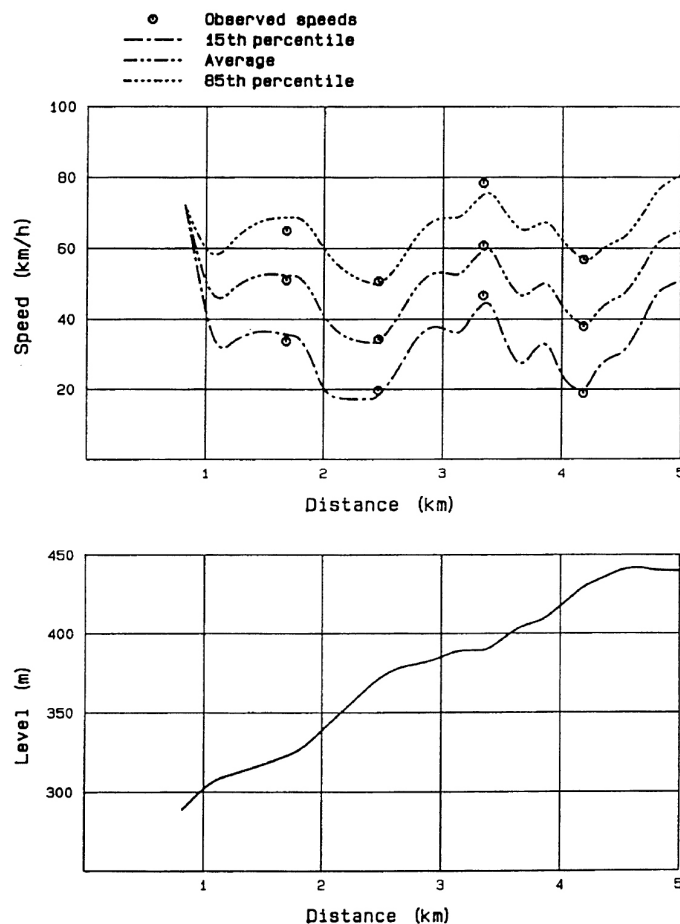


図 2-3-2 縦断線形と大型車速度 ¹⁸⁾

2.3.6 加速・減速の補正

以上で推定した3つの速度(希望速度, 平面線形による速度, 縦断勾配による速度)からもっとも低い速度を用い, 各区間・地点における速度プロファイルを作成する. その次は, 速度の高い区間から低い区間に入るとき, または速度の低い区間から出るときにおける加速・減速を考慮し, 速度プロファイルを補正する(例えば, 平面直線区間から平面曲線区間に入るときの減速, または曲線区間から直線区間に出た後の加速など).

この段階における加速・減速は平面直線区間でのみ行われると仮定する^{5), 9)}. 実際には曲線区間でも速度の変動が観測されるが, 速度プロファイルモデルにおいてその仮定は合理的である^{19)~22)}.

(1) 加速度・減速度の設定

- ・ 一定の基準値を適用し, また, 「加速度=減速度」と仮定: Ottesen・Krammes⁹⁾, Choueiri・Lamm¹⁰⁾, Krammesら²³⁾は 0.85 m/s^2 を適用, スイス⁸⁾では 0.80 m/s^2 を適用
- ・ 線形条件のケース別に加速度と減速度を別途適用: Fitzpatrick・Collins⁵⁾(表2-3-2参照)

(2) Ottesen・Krammes⁹⁾による加減速ケースの設定(図 2-3-3)

以下の3つのケースにおいて「 $\text{加速度} = \text{減速度} = 0.85 \text{ m/s}^2$ 」を適用.

ケース1: 曲線 n の速度から曲線 $n+1$ の速度までの加速(もしくは減速)に必要な距離より直線区間長が短い場合.

ケース2: 曲線 n の速度から曲線 $n+1$ の速度までの加速(もしくは減速)に必要な距離より直線区間長は長い, 曲線 n の速度から希望速度までの加速と, 希望速度から曲線 $n+1$ の速度までの減速に必要な距離より短い場合.

ケース3: 曲線 n の速度から希望速度までの加速と, 希望速度から曲線 $n+1$ の速度までの減速に必要な距離より直線区間長が長い場合. 希望速度で走行可能な区間が存在する.

注)Ottesen・Krammesの研究では縦断線形・勾配の影響を考慮しない.

(3) Fitzpatrick・Collins⁵⁾による加減速ケースの設定(図 2-3-4)

表2-3-2のケースにより加速度・減速度を適用. また, 加減速ケースはOttesen・Krammes⁹⁾より詳細に設定し, 6つのケースに分けてある.

ケースA: 速度変化の可能な区間長(LSC_a)が, 希望速度までの加速と希望速度からの減速に必要な距離(LSC_c)より長い場合. 希望速度で走行可能な区間が存在する.

ケースB: LSC_a は LSC_c より短い, 加速せず減速だけに必要な距離(X_{cd})より長い場合. すなわち, 加速はするが希望速度まで達せず減速する場合.

ケースC: $LSC_a < LSC_c$, $LSC_a = X_{cd}$ の場合.

ケースD: $LSC_a < X_{cd}$ の場合. 急な減速が行われる.

ケースE：加速に必要な距離(X_{ca})と LSC_a が等しい場合．

ケースF： $X_{ca} > LSC_a$ の場合．このケースではその速度変化に必要な加速度より，常識的な運転挙動を考慮した加速度を適用する必要がある．

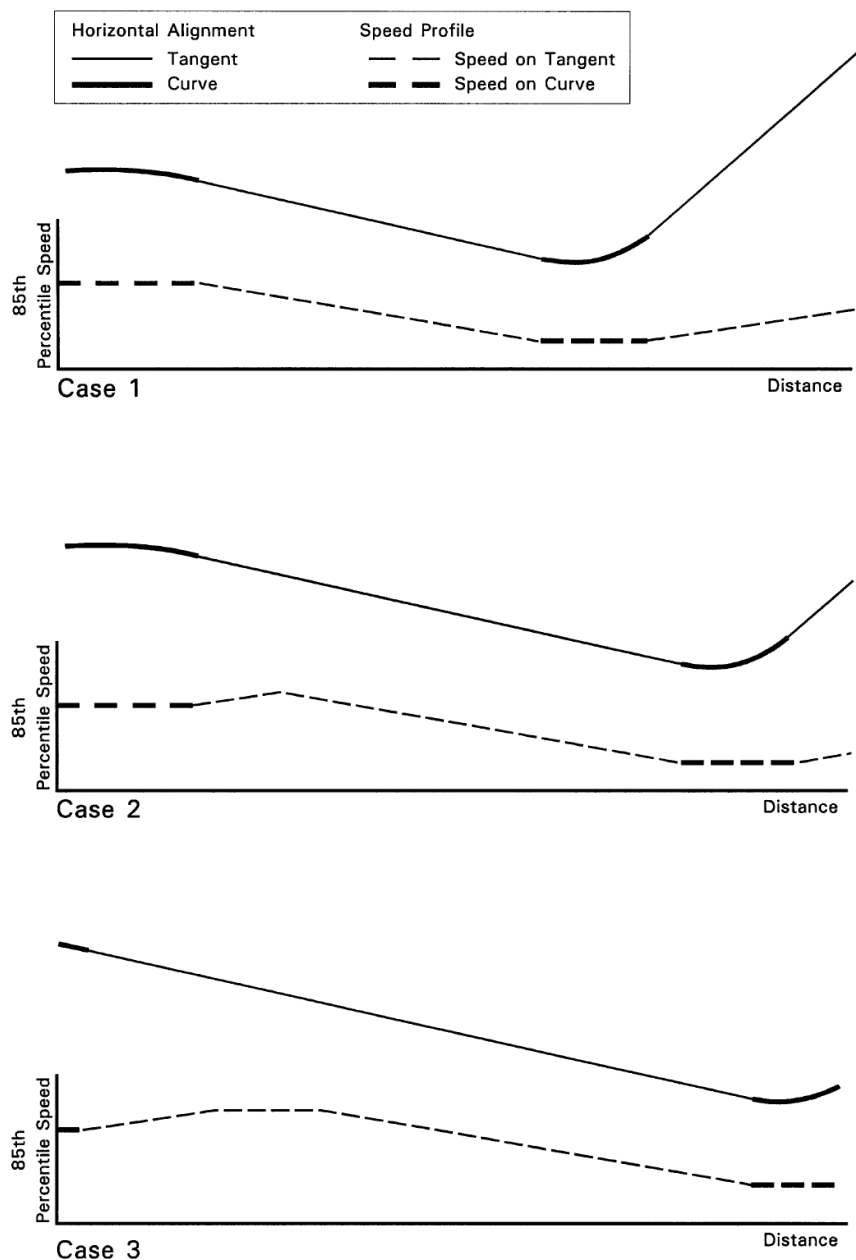


図 2-3-3 加減速のケース⁹⁾

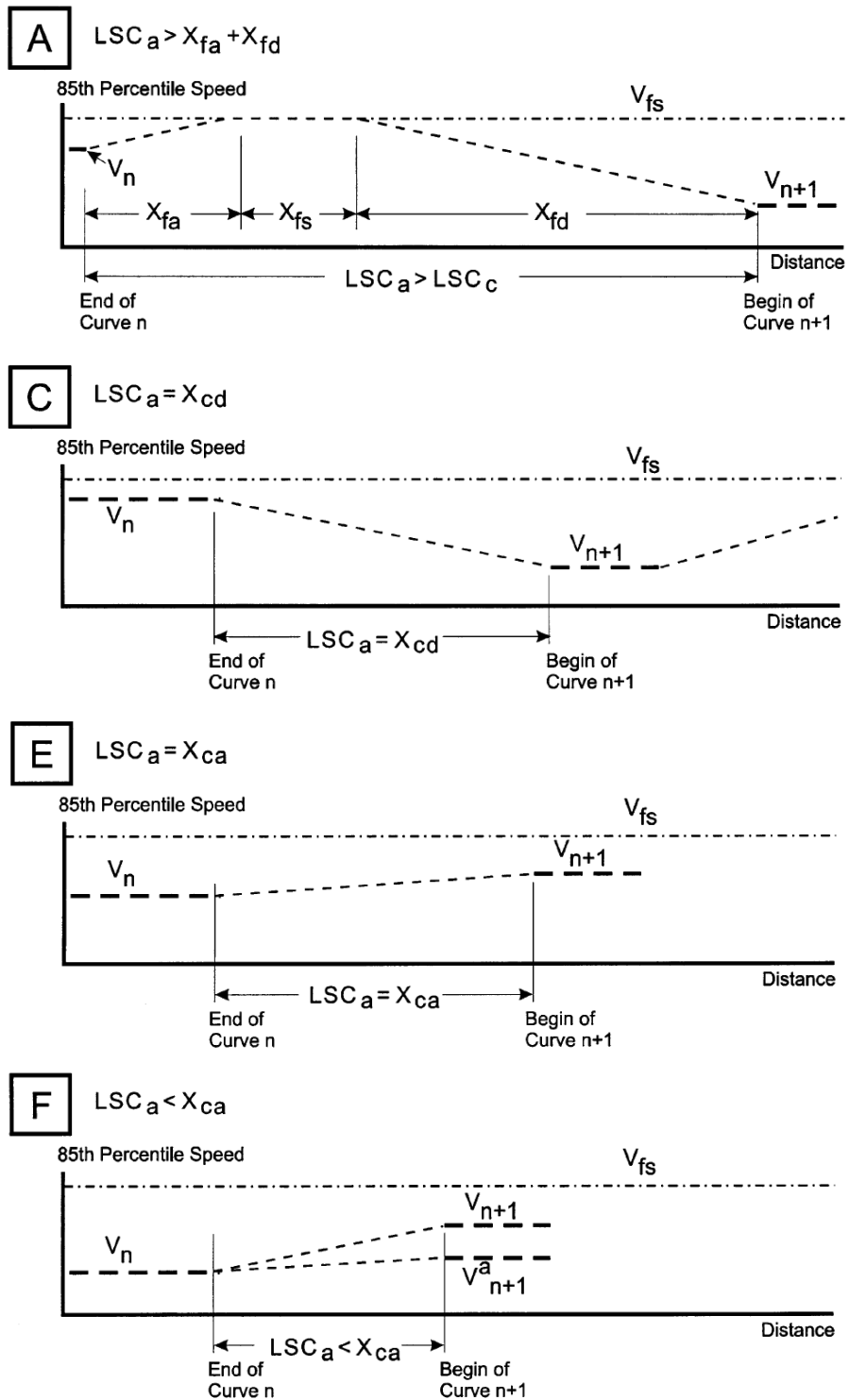


図 2-3-4 加減速のケース ⁵⁾

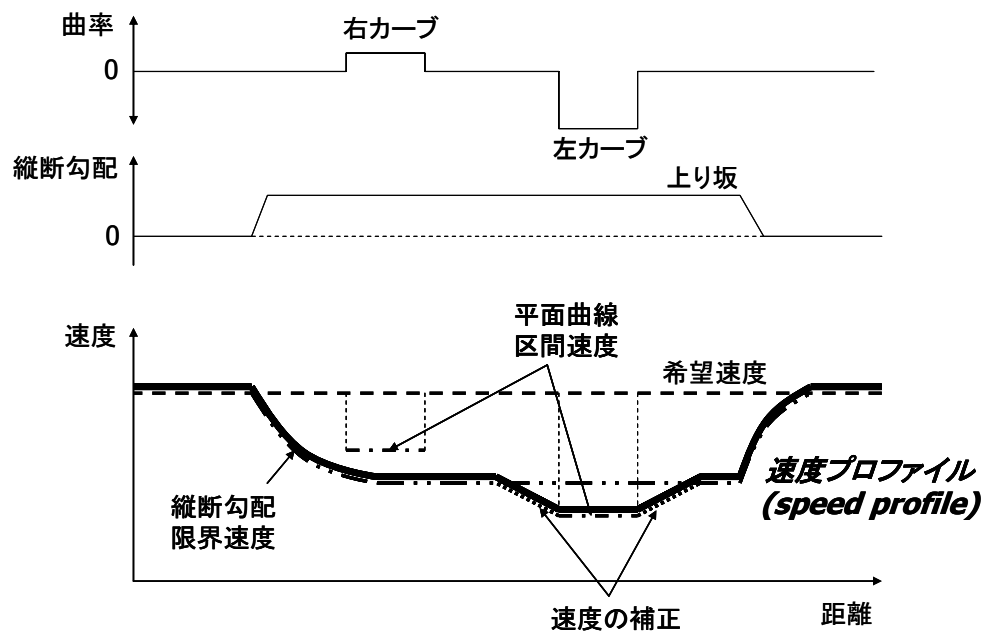


図 2-3-5 Fitzpatrick・Collins⁵⁾による速度プロファイルモデルの概念

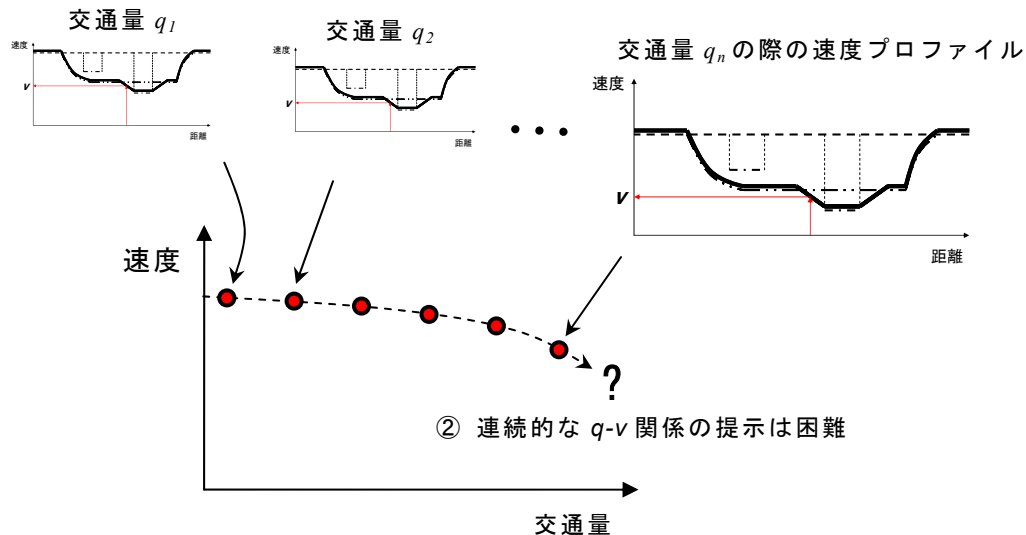
2.4 道路線形条件に関する新しい指標

2.4.1 道路線形条件と q - v 関係

以上、本節ではIHSDMが採択したFitzpatrick・Collinsの速度プロファイルモデル⁵⁾のアルゴリズムと、各段階における彼らのモデルや分析手法とともに他の研究者による手法を紹介した。この速度プロファイルモデル開発の趣旨は道路企画・設計の段階における道路線形のデザインコンシステンシ(design consistency)の評価であるため、道路線形条件のみによる個別車両の変動の様子を細かい時間間隔(一般に1秒刻み)で照査することが可能である。Fitzpatrick・Collinsの速度プロファイルモデルにおける曲線区間速度モデルは縦断線形まで考慮したとしても、結局は実勢速度の観測値を利用して求めた回帰式である。なお、勾配限界速度モデルのためには車両の性能特性を主に考慮したが、縦断勾配による速度への影響は車両の性能のほかにも積載状況やドライバーの個人特性などにより大きくばらつく可能性は十分多い。しかし、速度プロファイルモデルのアルゴリズムでは、現在の通過地点における線形条件によって時間 t 後の速度が決まる。すなわち、円曲線区間、直線区間などの特定の区間のみを対象にした一般の実勢速度推定モデルとは違い、どのような線形条件においても上流側の線形条件から速度が推定可能である。したがって、このような速度プロファイルモデルのアルゴリズムと q - v モデルが結合すれば、道路線形の連続性まで考慮した q - v モデルの開発ができると考えられる。

本研究ではこのような道路線形の連続性を考慮した q - v モデルを開発する。昨年度検討した大型車混入率と降雨量の変化による q - v 関係の変動特性もその q - v モデルに反映させることによって、道路線形条件だけでなく交通量、大型車混入率といった交通条件、降雨量といった環境条件の変動により予想される速度を簡単に推定できるモデルを試みる。概念的には速度プロファイルモデルに q - v モデル式を適用する方法と、 q - v モデル式に速度プロファイルモデルを適用する方法が考えられる。前者の方法のためには、交通量、大型車混入率、降雨量(以上は昨年度の q - v モデル式の説明変数)の変動を考慮した最大速度モデル(Fitzpatrick・Collinsの速度プロファイルモデルでは個別車両の実勢速度が目的変数であるため、この最大速度は「希望得度」として表現されている。)、またその3つの説明変数を含む平面曲線区間速度推定モデルおよび縦断勾配限界速度推定モデル、さらにその3つの説明変数を含む加速・減速補正に関するモデル、以上のすべてが必要である。以上のすべてが適切な方法で完成できればそのアルゴリズムに従う走行速度のプロファイルが作成でき、交通量、大型車混入率、降雨量の条件が変化した場合でも連続的空間変動を精密に照査することができる。しかし、ある特定地点における速度変動の様子を照査する必要がある場合、たとえば、ある特定地点において降雨量と予測される速度との関係を調べる場合は、ある範囲内で速度プロファイルを作成しなければならない。すなわち、この状況において q - v 関係を調べるためには、その状況の大型車混入率、降雨量、そしてある刻みで交通量を変更しながら最大速度、平面曲線区間速度、および縦断勾配限界速度を推定し、さらに加速・減速の補正まで行われた後の速度推定値をもって速度プロファイルを作成する必要がある。この場合の q - v 関係は連続的な関数でなく、上記の手法により一定刻みの交通量を対象にプロットした離散的な図でしか表現できない(図2-4-1参照)。また、3つのアルゴリズムをそれぞれ考慮しなければならないので手

① 一定間隔の交通量別に速度プロファイルを作成しなければならない。



② 連続的な $q-v$ 関係の提示は困難

図 2-4-1 速度プロファイルモデルを基本にして交通状態の変動を考慮した手法の問題

法自体が複雑になる。

したがって、本研究ではその逆の手法として、一般的な $q-v$ モデル式に道路線形条件に関する説明変数を追加し、このモデル式を拡張する手法を採択する。この手法にも解決しなければならない問題はある。どのような変数をどのような構造でこのモデル式に投入するかである。とくに、細かい時間間隔(一般に1秒)で速度を推定する速度プロファイルモデルの概念を用いた道路線形の連続性をどのようにしてこの式に反映させるかである。その方法として本研究では道路線形に関する2つの新しい指標を提案する。1つは平面線形条件に関する指標であり、もう1つは縦断線形条件に関する指標である。さらに、それぞれの指標は道路線形の連続性まで考慮した指標である。これらの指標をモデル式に適切な構造として投入し、再び非線形回帰分析でモデルのパラメータを推定する手法を試みる。

2.4.2. 有効平面曲率

(1) 有効平面曲率の定義

道路の平面線形は走行安全と直接的に関連し、ドライバーは逆算速度^{6),14),24)}のような平面線形による物理的かつ心理的限界速度と希望速度のうち小さい値より速い速度でその区間を走行することはできない。したがって、平面線形による速度変動は、基本的に円曲線区間における限界速度、直線区間における希望速度、およびこれらの間における加速・減速として現れると考えられる。これが2.3.で紹介したFitzpatrick・Collinsの速度プロファイルモデルにおける平面線形による速度の推定手法である。実際には縦断勾配限界速度まで推定した後に加速・減速による速度補正を行うが、縦断線形条件の影響を排除して平面線形条件のみを考慮した指標を考えるために縦断勾配の影響はここでは考慮しない。

本研究ではこのように平面線形条件を表す1つの指標を考慮する。以上で述べたよう

に平面線形による実勢速度への物理的影響は結局曲率による最大速度の制限であり、円曲線区間における実勢速度の推定モデルにおいても曲率を説明変数とする場合が多いので(15-17)，本研究では平面線形条件を表す新しい指標として曲率に着目した．すなわち，「実勢速度＝ $a + b \cdot \text{曲率}$ (a と b はモデルパラメータ)」のような関係が成り立つと仮定する．一方，直線区間における実勢速度はその上流側および下流側に接続する円曲線区間の影響を受ける．すなわち，上流側の円曲線区間の曲率によるその区間の実勢速度から直線区間における実勢速度までは加速が行われるので，その加速に関しては速度の補正が必要である．同様に，下流側の円曲線に関しては，その円曲線区間の曲率による実勢速度まで減速が行われるので，その減速に関する速度補正が必要である．

平面線形の曲率を利用する新しい指標に以上の速度補正を反映ために本研究で考案したものは，円曲線と直線区間のみを対象にして実勢速度と曲率との関係を調べ(実勢速度＝ $a + b \cdot \text{曲率}$)，かつある一定の方法を用いて加速と減速による速度の変動を曲率に換算(曲率＝(実勢速度 - a)/ b)することである．この曲率は実勢速度の等価曲率であり，実際の曲率でなく上下流側の円曲線区間から(まで)の加速(減速)，すなわち，平面線形条件かつ平面線形の連続性を考慮したものである．この等価曲率と実際の平面曲率を比較し，そのうち最大値を平面線形およびその連続性を表す指標とすれば，この1つの指標で平面線形条件による実勢速度の変動が推定できる．この指標を本研究では「有効平面曲率(effective curvature, 単位：1/m)」と呼ぶことにする．すなわち，有効平面曲率を利用する式，「実勢速度＝ $a + b \cdot \text{有効平面曲率}$ 」は，前後の平面線形条件により加速あるいは減速が行われる区間においても成り立つ．したがって，この有効平面曲率を昨年度で提案した q - v 関係の一般特性を表すモデルの説明変数として加えれば，平面線形条件，さらにその連続性を考慮した q - v 関係の定式化ができると考えられる．

(2) 等価曲率の算定

等価曲率の概念を図2-4-2に示す．円曲線①区間から直線区間の間には緩和曲線①区間がある．また，直線区間と円曲線②区間の間には緩和曲線②区間がある．ここで，等価曲率の算定方法として，図2-4-2の下図に示すように加速と減速に必要な距離 S_a と S_d がそれぞれの緩和曲線長より長く，直線区間にまたがって加速および減速が行われるケースを想定する．加速と減速における加速度はそれぞれ $a_a(a_a > 0)$ と $a_d(a_d < 0)$ とする． L_a と L_d は加減速時における任意地点からそれぞれ加速開始地点と減速終了地点までの距離であり(すなわち，任意地点から加減速の原因となる円曲線区間までの距離)，それぞれの初期速度は V_1 と V_l である．また，加速と減速が終わった際の速度はそれぞれ V_l と V_2 である．したがって，加速度 a_a と減速度 a_d はそれぞれ V_1 から V_l まで， V_l から V_2 までの速度変動に関するものである．ここで，実勢速度は曲率のみで定まるものと仮定する．この実勢速度は曲率を唯一の説明変数とするモデルを円曲線区間と直線区間から観測した実勢速度データを利用して回帰分析などの手法により作成可能であり，このような分析は既存研究でもたくさん行われたものである．この実勢速度と曲率との関係式を用いて， V_1 と V_2 はそれぞれ円曲線区間①と②においてそれぞれの曲率

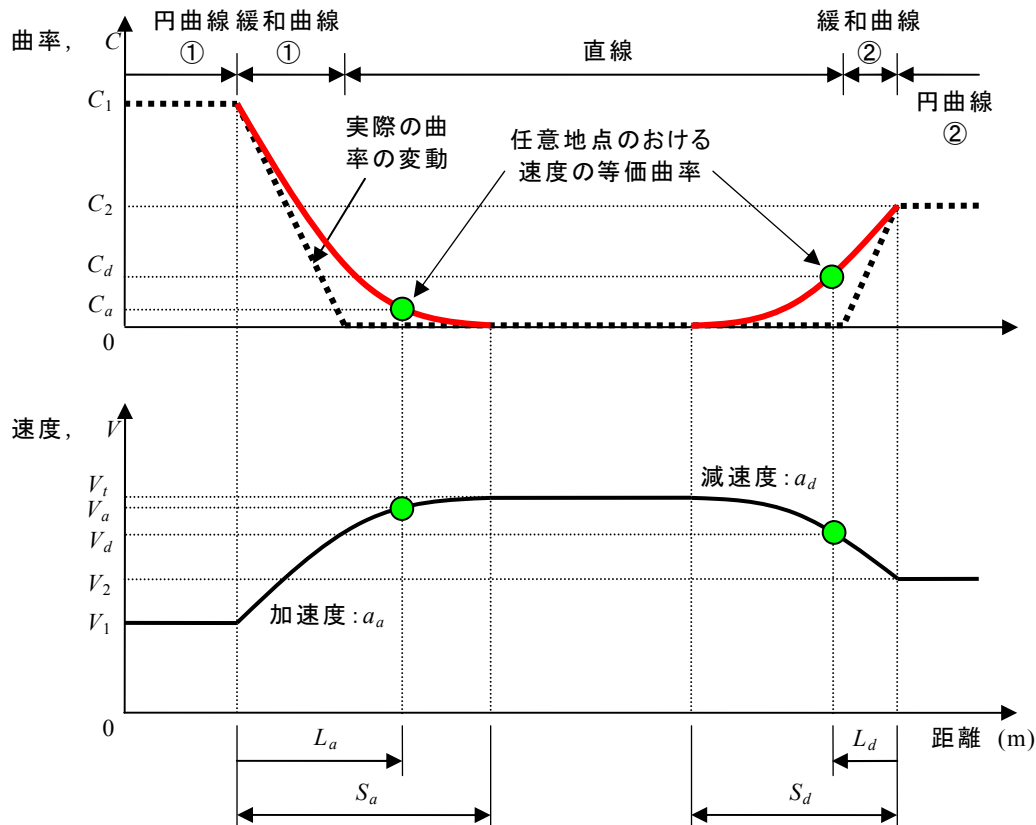


図 2-4-2 等価曲率の概念

$C_1(C_1 > 0)$ と $C_2(C_2 > 0)$ により定まる実勢速度であるとする．ちなみに、 V_t は直線区間(曲率=0)における実勢速度であり、十分に長い直線区間の真ん中で観測される実勢速度を希望速度として設定することが一般である．このとき、 S_a と S_d は以下のように表すことができる．

$$S_a = \frac{V_t^2 - V_1^2}{2a_a} \quad (2.29)$$

$$S_d = \frac{V_2^2 - V_t^2}{2a_d} \quad (2.30)$$

ここで、実勢速度と曲率との関係は式2.31のように簡単な1次式で表すことにする．この式が等価曲率を算定する際に必要な「実勢速度 = $a + b \cdot \text{曲率}$ 」の式である．

$$V_h = \alpha_0 - \alpha_1 C \quad (2.31)$$

ここに、

V_h = 速度(m/s, $V_h \geq 0$)

C = 曲率(1/m, $C \geq 0$)

α_0, α_1 = パラメータ(ただし、 $\alpha_0 > 0, \alpha_1 > 0$)

したがって、 V_1 、 V_2 、 V_t はそれぞれ $\alpha_0 - \alpha_1 C_1$ 、 $\alpha_0 - \alpha_1 C_2$ 、 α_0 となる．加速と減速が行

われる任意地点におけるそれぞれの速度を V_a , V_d とし, またその任意地点からそれぞれ加速開始と減速終了までの距離を L_a , L_d とした場合, L_a と L_d は式2.29, 式2.30と同様に以下のとおりである.

$$L_a = \frac{V_a^2 - V_1^2}{2a_a} (L_a \leq S_a) \quad (2.32)$$

$$L_d = \frac{V_2^2 - V_d^2}{2a_d} (L_d \leq S_d) \quad (2.33)$$

V_a と V_d をそれぞれ式2.32と式2.33に代入すればその際の曲率を逆算することができる. それぞれを逆算して得られる曲率 C_a と C_d は実際の平面線形の曲率でなく, 速度補正の結果値を等価の曲率で換算したものであり, これが本研究における等価曲率である. C_a と C_d は以下のようにして導くことができる.

$$L_a = \frac{(\alpha_0 - \alpha_1 C_a)^2 - (\alpha_0 - \alpha_1 C_1)^2}{2a_a} \quad (2.34)$$

$$L_d = \frac{(\alpha_0 - \alpha_1 C_d)^2 - (\alpha_0 - \alpha_1 C_2)^2}{2a_d} \quad (2.35)$$

なお, $C_a=0$ と $C_d=0$ の場合の L_a と L_d はそれぞれ S_a と S_d なので, S_a と S_d は以下のようになる.

$$S_a = \frac{\alpha_0^2 - (\alpha_0 - \alpha_1 C_1)^2}{2a_a} \quad (2.36)$$

$$S_d = \frac{(\alpha_0 - \alpha_1 C_2)^2 - \alpha_0^2}{2a_d} \quad (2.37)$$

式2.34を C_a に関するものに変更すると

$$C_a = \frac{\alpha_0 \pm \sqrt{(\alpha_0 - \alpha_1 C_1)^2 + 2a_a L_a}}{2a_a} \quad (2.38)$$

となる. しかし, $L_a = S_a$ の場合, $C_a = 0$ であるので, 式2.38は以下のようにならない.

$$C_a = \frac{\alpha_0 - \sqrt{(\alpha_0 - \alpha_1 C_1)^2 + 2a_a L_a}}{\alpha_1} (L_a \leq S_a) \quad (2.39)$$

同様の手法により C_d は以下のようになる.

$$C_d = \frac{\alpha_0 - \sqrt{(\alpha_0 - \alpha_1 C_2)^2 - 2a_d L_d}}{\alpha_1} (L_d \leq S_d) \quad (2.40)$$

以上の式を用いて、有効平面曲率の算定に必要な等価曲率の算定を行う。

(3) 加速度の設定

2.3.で紹介した既存研究によるとOttesen・Krammes⁹⁾、Choueiri・Lamm¹⁰⁾、Krammesら²³⁾は加速度として0.85 m/s²を適用し、減速度としては加速度と同じスカラー量を適用した。また、スイス⁸⁾では0.80 m/s²を適用している。一方、Fitzpatrick・Collins⁵⁾は平面線形と縦断線形の条件別に異なる加速度および減速度を適用した。本研究では単純化した分析のために、多くの研究者が用いた0.85m/s²を加速度と減速度として設定することにする。

$$a_a = 0.85 \text{ m/s}^2$$

$$a_d = -0.85 \text{ m/s}^2$$

この値は、線形条件別に加速度と減速度を設定したFitzpatrickが参加した別の研究でも検証された値である⁴⁾。

(4) 実勢速度と曲率との関係

等価曲率の設定による有効平面曲率の算定におけるキーポイントはその概念とともに、どのように式2.31のパラメータ α_0 と α_1 を推定するかである。本研究では車線・片側車線数・規制速度別に、説明変数を曲率、目的変数を速度(各カテゴリにおける85percentile速度)とする単回帰分析を試みた。ただし、縦断勾配の影響や交通量などの速度変動要因を排除するために、以下の条件をみたす速度データのみを利用して分析を行った。

- ・ 平面線形：直線，円曲線(緩和曲線区間は除外)
- ・ 縦断線形：直線，さらに，縦断勾配-0.5%～0.5%の平坦区間
- ・ 交通量：0～720 vphpl(0-60台/5分/車線)のカテゴリ
- ・ 大型車混入率：0～10%のカテゴリ
- ・ 降雨条件：非降雨時

しかし、上記の条件では期待していたような結果が得られなかった。まず、平面線形と縦断線形の条件をみたす地点数が少なく、片側2車線・規制速度80 km/h区間には6箇所、片側2車線・規制速度100 km/h区間には27箇所、片側3車線・規制速度80 km/h区間には0箇所、片側3車線・規制速度100 km/h区間には7箇所だけである。そのうち、比較的曲線半径が小さく、速度低下に有意な影響を持つような平面線形条件として、

曲線半径が2,000 m以下の円曲線区間に位置する地点数を調べると、それぞれ3箇所、5箇所、0箇所、3箇所しかないため、一部を除いて有意なモデルのパラメータは得られなかった。得られた結果は以下のような片側2車線・規制速度80 km/h区間の走行車線のみである。

$$V_h = 31.8 - 10493.8C \quad (2.41)$$

すなわち、パラメータ推定値は $\alpha_0 = 31.8$ 、 $\alpha_1 = 10493.8$ である。式2.41の V_h の単位はm/sであるが、km/hにした場合のパラメータ推定値はそれぞれ114.48と37,777.68である。これらのパラメータは95%の信頼水準で有意である。しかし、他の片側車線数・規制速度・車線の条件ではパラメータの推定値が同一信頼水準で統計的に有意でないか、 α_1 が負の値を示すなどの分析に用いられない結果が得られた(比較的曲線半径の大きい地点が分析に用いられ、曲率による速度への影響が有意でない状況で偶然に曲率が増加するほど速度も増加する結果が得られたと考えられる)。この分析のために設定した最初の交通量の条件は、できるだけ他の車両の影響を排除するために、もっとも小さい交通量のカテゴリである0-240 vphpl(0-20 台/5分/車線)にした。しかし、平面・縦断線形に関する条件をみたす地点が少ない状況でこうした交通量の条件ではどの片側車線数・規制速度区間・車線の条件でも有意な結果が得られなかったため、その対策として交通量の条件を少し緩くして得られた結果が式2.41である。したがって、本研究では以上の片側2車線・規制速度80 km/hの走行車線で得られた結果を他の条件にも適用することにする。片側車線数や規制速度が増加すれば、 α_0 と α_1 の値はそれぞれ増加すると予想され、すべての片側車線数・規制速度・車線の条件に式2.41を適用することは適切ではない。しかし、これらの推定値(有効平面曲率の算定に適用される値)を用いて最終的な速度の推定を行うものではなく、有効平面曲率といった指標の算定に利用され、また有効平面曲率は $q-v$ モデルにおいて1つの説明変数となり、その説明変数の影響はその変数のパラメータ推定値によって制限されるので、その不適切さが最終的な速度推定値に及ぼす影響は大きくはないと考えられる。しかし、適切な方法で有効平面曲率が算定できれば、この指標を説明変数とするときのパラメータ推定値が大きくなる可能性があるので、 α_0 と α_1 のより正確な推定および設定については今後の課題とする。

(5) 有効平面曲率の算定

以上で求めた a_a 、 a_d 、 α_0 、 α_1 の値を式2.39と式2.40に適用して得られる等価曲率は式2.41と式2.42のようになり、これらをもって本研究で提案する有効平面曲率を算定する。

$$C_a = \frac{31.8 - \sqrt{(31.8 - 10493.8C_1)^2 + 1.7L_a}}{10493.8} \quad (L_a \leq S_a) \quad (2.41)$$

$$C_d = \frac{31.8 - \sqrt{(31.8 - 10493.8C_2)^2 + 1.7L_d}}{10493.8} \quad (L_d \leq S_d) \quad (2.42)$$

ここで、 S_a と S_d は以下の式から算定する.

$$S_a = \frac{1011.24 - (31.8 - 10493.8C_1)^2}{1.7} \quad (2.43)$$

$$S_d = \frac{1011.24 - (31.8 - 10493.8C_2)^2}{1.7} \quad (2.44)$$

有効平面曲率の定義でも述べたが、ある任意地点における有効平面曲率の算定方法を以下のようにまとめる.

- ① 有効平面曲率を算定しようとする地点の上流側および下流側の円曲線区間の曲率をそれぞれ調査し、かつその地点から上流側円曲線区間の終点および下流側円曲線区間の始点までの距離(L_a , L_d)を調査する.
- ② 上流側円曲線からは加速, 下流側円曲線までは減速が行われると仮定し, それぞれに必要な距離(S_a , S_d)を計算する.
- ③ 対象地点が S_a もしくは S_d の範囲外の場合($L_a \geq S_a$ or $L_d \geq S_d$)はその地点の実際の曲率として, 範囲内の場合($L_a \leq S_a$ or $L_d \leq S_d$)は等価曲率(C_a or C_d)として有効平面曲率を設定する.

以上は任意地点における有効平面曲率の算定方法をまとめたが、ある区間において有効平面曲率の概念を図式化すれば図2-4-3のようになる. すなわち、すべての円曲線区間を対象に、円曲線区間への減速、円曲線区間からの加速による速度変化の等価曲率を算定し、これらと実際の曲率のうち、もっとも高い値を結んだ線がその区間における有効平面曲率の変動となる. このように有効平面曲率を用いれば、たとえ円曲線区間であっても上流側や下流側の円曲線区間が近すぎて十分な加速・減速に必要な距離が確保できない状況では円曲線区間においても上下流側円曲線区間の影響によって速度は変動し得ることを適切に表現できる. 有効平面曲率を分析対象区間に適用した例が図2-4-4である.

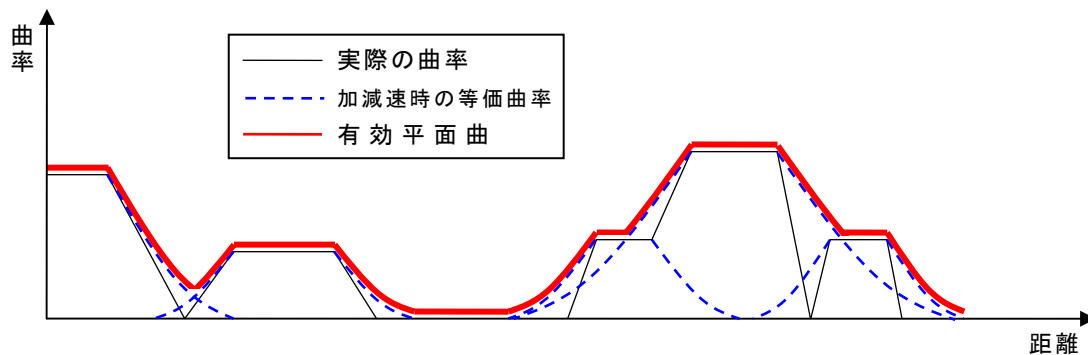
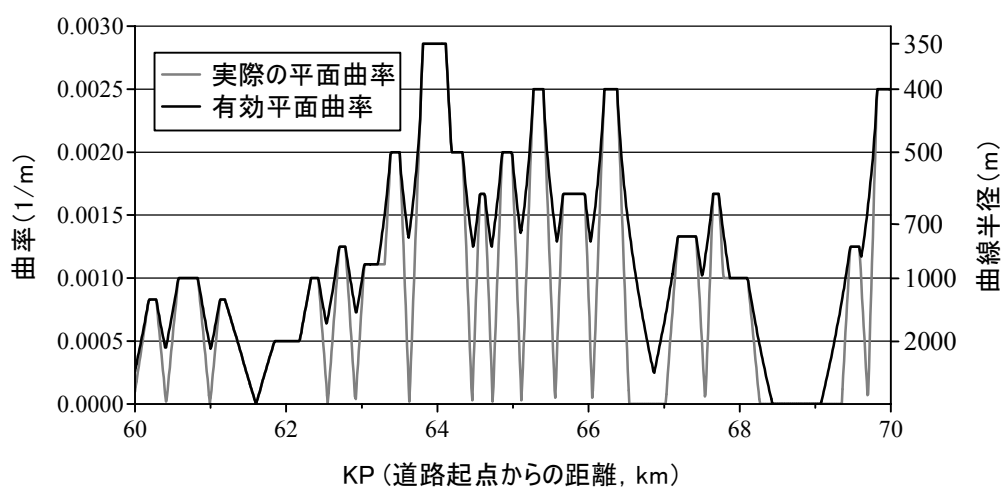


図 2-4-3 有効平面曲率の算定の概念



* 片側 2 車線(左ルート)・規制速度 80 km/h

図 2-4-4 有効平面曲率の分析対象道路への適用の例(東名高速下り)

2.4.3. 有効縦断勾配

(1) 有効縦断勾配の定義

縦断線形は平面線形と違い、走行安全性との直接的な関連性はない¹⁴⁾。しかし、重力と車両性能等との物理的関係により車両の加速・減速に大きな影響を及ぼすため、ただの対象地点の縦断勾配のみならず、その勾配の始点からの距離、その始点における速度、したがって、さらにその始点の上流側線形条件により実勢速度は変動すると考えられる。このような特性を q - v 関係に反映するための単純な手法として、これらのすべてを説明変数として q - v モデルに投入することが考えられる。しかし、本研究では縦断線形のみならず平面線形、大型車混入率、降雨量のような変動要因を総合的に考慮した q - v モデルを目標としているため、上記のように単純に説明変数を増やすことだけでは q - v モデルの作成に失敗する可能性が高い。なぜなら、本研究における q - v モデルはただのモデルの説明力よりその合理的なモデル構造を優先しているため、昨年度検討した道路線形条件によらない一般的 q - v モデルの構造式はすでに非常に複雑となっており、このモデルにさらに多くの新たな説明変数を投入すると、実際には有意であっても有意な結果が得られない可能性が高いからである。また、その多くの新たな説明変数をどのような構造で投入するかも問題である。したがって、縦断線形条件に関しても前節の有効平面曲率のような新しい1つの指標として表し、その指標を q - v モデルに適切な構造として投入することが望ましいと考えられる。

本研究では上流側の縦断線形条件を考慮した縦断線形に関する新しい指標として「有効縦断勾配(effective vertical grade, 単位: %)」を提案する。有効縦断線形とは、有効平面曲率の概念と同様に、上流側の縦断線形の影響がなければ「実勢速度 $=a + b * \text{縦断勾配}$ (a と b はモデルパラメータ)」は成り立つと仮定し、上流側の縦断線形条件によって加速・減速が行われる際の速度を縦断勾配に換算した等価勾配($= (\text{実勢速度} - a) / b$)のことである。

(2) 有効縦断勾配の算定手法

等価勾配の算定手法は等価曲率算定の概念と同様である。まず、実勢速度への影響は縦断勾配からのみであると仮定し、勾配への進入速度(以下、初期速度)の影響のない状態における実勢速度と縦断勾配との関係を調査する。その後、初期速度の影響、すなわち、初期速度と勾配開始からの距離による速度変動の補正を行い、等価勾配を決定する(図2-4-5参照)。

縦断線形による実勢速度の変動を調べるためにはその勾配への進入速度(初期速度)と勾配開始からの距離まで考慮しなければならないが、平面線形の影響はないと仮定すればその進入速度はさらに上流側の縦断勾配や縦断曲線によって説明できると考えられ、縦断線形条件と実勢速度との関係を調べるためにはある長い直線区間の中で縦断勾配が何度も変動する区間のデータを利用しなければならない。しかし、前節の「(4)実勢速度と曲率との関係」では曲率を説明変数、実勢速度を目的変数とする回帰分析を行ったが、縦断勾配の影響がなく(平坦区間、すなわち、縦断勾配が-0.5%以上0.5%以下)、比較的曲率の大きい区間はほとんどなかったように、縦断勾配の影響が調査でき

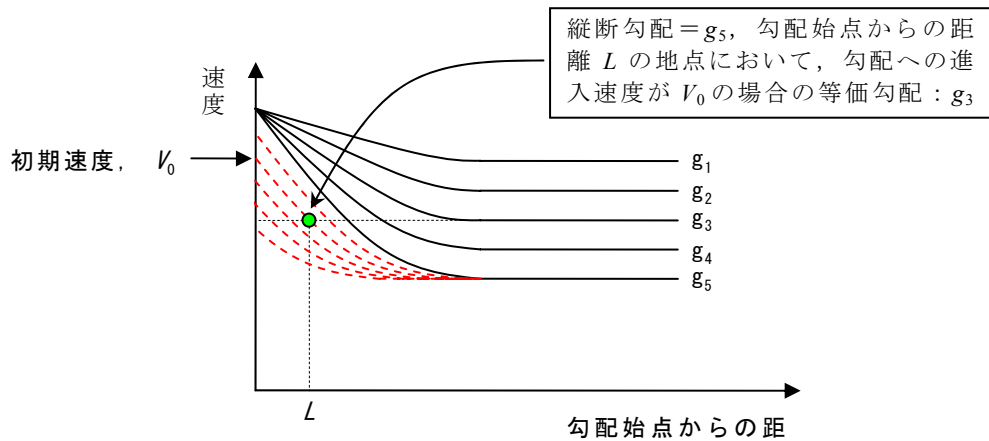


図 2-4-5 等価勾配の概念

る前述のような区間はほとんどない。なぜなら、縦断勾配の大きさやその変化が激しい区間はそのほとんどが山地部に位置し、平面曲線の曲率はだいたい大きく、かつその変動も激しいからである。「実勢速度と縦断勾配との関係」の調査におけるもう1つ問題は車種条件まで考慮しなければならないことである。さらに、縦断勾配の開始からある一定の速度に達するまでの速度変化(加速・減速)も車種によって大きく異なるため、等価曲率における加速・減速に関する速度補正のようにある一定の加速度を適用することは困難である。

このような問題を解決するために考えた手法はFitzpatrick・Collinsの速度プロファイルモデルで用いられたTWOPASモデルの車両性能曲線を利用することである。すなわち、車両性能曲線の数式を用いれば縦断線形条件(上流側の縦断線形条件を含む)における実勢速度の推定が可能であるので、様々な縦断線形条件を設定して実勢速度のシミュレーション結果を利用し、回帰分析を行う手法である。縦断線形条件による速度の変動を車両性能曲線のみで説明することは困難である。しかし、縦断線形条件による速度への影響が車両性能と高い相関をもっているので、必ずしも車両性能曲線で縦断線形による速度への影響を正確に推定できるとはいえなくても、その傾向は適切に表現できると考えられる。ただし、前述のように車両性能曲線は車種によって大きく異なるため、縦断線形の影響を大きく受けない小型車^{3), 13)}とそうでない大型車などの色々な車種が混在している高速道路を対象に1つの車両性能曲線を適用することは適切でない。したがって、本研究では小型車と大型車別に車両性能曲線を適用することにする。車種別有効縦断勾配は車種別の車両性能まで考慮した「道路線形条件を考慮した q - v 関係」の定式化に用いられる。

(3) 縦断線形条件による実勢速度のシミュレーション

図2-4-6に縦断線形条件による実勢速度シミュレーションのための縦断線形条件の設定を示す。基本的に、分析地点における縦断勾配(G_1)と、その勾配の始点からの距離(VTL_1)を有効縦断勾配の要素として用いる。次に、 G_1 の縦断勾配区間への初期速度はその上流側の縦断勾配の大きさ(G_2)とその長さ(VTL_2)、さらにその2つの縦断勾配の

間に位置する縦断曲線の長さ(VCL_{12})から推定できると仮定する。しかし、その上流側の縦断線形条件(G_2 , VTL_2 , VCL_{12})による影響はまた G_2 への初期速度、すなわち、さらにその上流側の縦断線形条件によって変動すると考えられる。したがって、本研究ではもう1つの上流側の縦断勾配の影響まで考慮して有効縦断勾配を調べることにする。すなわち、TWOPASモデルの車両性能モデルを利用して得られる推定速度に関する重回帰分析に用いる説明変数は、三つの縦断勾配($G_1 \sim G_3$)、それぞれの縦断勾配長($VTL_1 \sim VTL_3$)、そしてそれらの間の縦断曲線長($VCL_{12} \sim VCL_{23}$)の8個であるが、そこに G_3 縦断勾配への初期速度を加え、TWOPASモデルの車両性能モデルによる推定速度をその初期速度がどれだけ説明しているかを試みる。

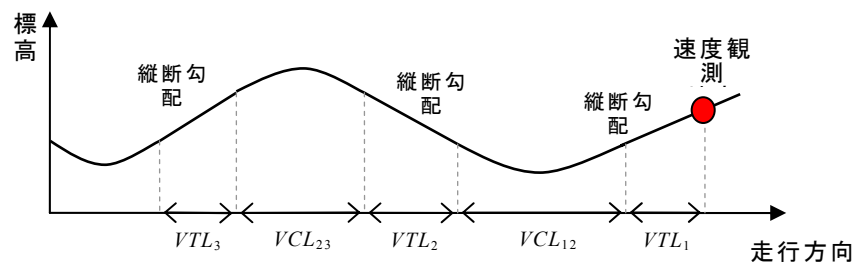


図 2-4-6 実勢速度シミュレーションのための縦断線形条件の設定

縦断線形の組み合わせ、すなわち、上記の8個の変数と初期速度の設定は以下のようにする。

- VTL_1 , VTL_2 , VTL_3 : 0～2, 000mの範囲において500m刻みで設定($5 \times 5 \times 5 = 125$ ケース)
- VCL_{12} , VCL_{23} : 200～1, 400mの範囲において400m刻みで設定($4 \times 4 = 16$ ケース)
- G_1 , G_2 , G_3 : -4～4%の範囲において2%刻みで設定($5 \times 5 \times 5 = 125$ ケース)
- 初期速度 : 60～120 km/hの範囲において20km/h刻みで設定(4ケース)

上記の全ての組み合わせ(100万ケース)から $G_1=G_2$ および $G_2=G_3$ のケース(36万ケース)を除いた各条件(64万ケース)における速度観測地点の速度をTWOPASモデルの車両性能モデルを利用して算定する。

基準となる車両は、小型車と大型車の2つを設定する。なぜなら、2.3.でも説明したように、小型車と大型車の性能特性は大きく異なるからである。このような車種別の有効縦断勾配は車種別に速度の変動を分析する際に役立つと考えられる。小型車と大型車の基準となる車両諸元は車両感知器で判別される車両の特性とする。

TWOPASモデルの車両性能モデルを利用するには希望速度の設定が必要である。この希望速度としては、昨年度に提案した q - v モデルの一般特性のうち、モデルパラメータ α_0 の推定値を用いることにする。ただし、その値が類似する車線・片側車線数・規制速度の条件では代表値を設定する。本研究で用いるその代表値は表2-4-1に示すよう

に、走行車線の場合は100 km/h、片側3車線の第2走行車線および追越車線は120 km/h、ただし、片側3車線・規制速度100 km/h区間の追越車線の場合は130 km/hを適用する。片側3車線・規制速度80 km/h区間に関しては昨年度のモデルでは分析できていないので、ここでもその区間は除外する。以上の設定によるシミュレーションには**2.3.5.「縦断勾配による速度への影響」**におけるTWOPASモデルの車両性能モデル(式2.4～式2.16)の数式とアルゴリズムを用いる。

表2-4-1 縦断線形条件による実勢速度のシミュレーションにおける希望速度の設定

	走行車線(第1走行車線)		第2走行車線	追越車線	
	片側2車線	片側3車線	片側3車線	片側2車線	片側3車線
	規制速度		規制速度	規制速度	
	80 km/h	100 km/h	100 km/h	80 km/h	100 km/h
希望速度の設定	100	100	120	120	130

(4) 有効縦断勾配の算定モデル

以上の縦断線形による実勢速度のシミュレーションの結果を用いて、縦断勾配 G_1 、 G_2 、 G_3 、縦断勾配長 VTL_1 、 VTL_2 、 VTL_3 、縦断曲線長 VCL_{12} 、 VCL_{23} 、 G_3 への初期速度、以上の9個の説明変数をもつ実勢速度(シミュレーションの結果値)の重回帰分析を行った。そのうち、大型車・希望速度130 km/hの条件における重回帰分析の結果(SPSS利用)を図2-4-7に示す。回帰式の寄与率(R^2)は0.718として高い。また、信頼水準95%において、モデルの分散分析結果によればこの回帰式は有意であり、使用した9個の説明変数に関する t 検定結果はすべて統計的に有意である。詳しく見ると、回帰式の分散分析における F 値の有意確率は0となっており、 VCT_{12} を除いたすべてのモデルパラメータの t 値の有意確率は0となっている(VCT_{12} の t 値の有意確率は0.03)。ただし、この回帰式の標準誤差(RMSE)は17.34 km/hであり、TWOPASモデルの車両性能モデルを利用して推定した実勢速度は大きくばらついていることがわかる。また、すべてのモデルパラメータは有意であるものの、 VTL_2 、 VCL_{12} 、 VTL_3 、 VCL_{23} のようなパラメータ推定値は非常に小さく、その説明変数の変動による目的変数(実勢速度)への影響は小さい。このような状況で回帰式の寄与率が高く、回帰式およびモデルパラメータの推定値の全てが有意であることは、シミュレーションによってこの重回帰分析で使用したサンプルを作成し、一般には考えられないほどのサンプルサイズ(64万個)を使用したからと考えられる。しかし、逆に考えれば大きなサンプルサイズをもって分析したから各説明変数の実勢速度への影響が確実に分析でき、RMSEの計算結果は高くてもそれらの説明変数を用いた回帰式自体は縦断線形条件による実勢速度変動の傾向を適切に表現していると考えられる。ただし、最終的結果としてはすべての説明変数を使用するより、モデルへの説明力の高い説明変数のみを使用するほうが妥当と考えられる。

各モデルパラメータはそれぞれの説明変数の単位が異なるため、直接比較することはできない。しかし、正規分布を利用して標準化したパラメータは説明変数の単位によらないため、直接比較することが可能であり、説明力の高い説明変数の判別が可能である。図2-4-7でもっとも大きい標準化係数を示す説明変数は G_1 、すなわち、分析地点が位置する縦断線形の縦断勾配である。この説明変数のパラメータ推定値は-9.709であり、縦断勾配は1%増加すると実勢速度は約9.7 km/h低下することを意味する。一方、もっとも小さい標準化係数を示すものは VCL_{12} であり、 VCL_{12} が10,000 mの場合に実勢速度は約1.1 km/h低下することを意味する。 G_3 への初期速度の標準化係数は0.038であり、その初期速度が10 km/h増加する場合に実勢速度は約0.5 km/h増加することを意味するので、ある分析地点の上流側、さらにその上流側の縦断線形条件まで考慮することによって初期速度の影響は無視できるほど小さくなっていることがわかる。以上の手法により本研究では説明力の大きい説明変数として G_1 、 G_2 、 G_3 、 VTL_1 の4つを選定し、これらの説明変数のみをもって再び重回帰分析を行った。その結果を図2-4-8に示す。その4つの説明変数のみを利用して重回帰式の寄与率とRMSEはほとんど変動しておらず、4つのパラメータの推定値も9個の説明変数を使用した重回帰分析での推定値とほとんど変動していない。これは、除外された説明変数による重回帰式の寄与度がそれほど小さいことを意味する。また、 G_3 への初期速度を重回帰式で使わなくても上流側、そしてさらに上流側の縦断線形条件まで考慮すればその影響は小さくなることが明らかである。

モデル集計

モデル	R	R2 乗	調整済み R2 乗	推定値の 標準誤差
1	.847 ^a	.718	.718	17.3400

a. 予測値: (定数)、VTL1 (m)、G1 (%)、VCL12 (m)、VTL2 (m)、VCL23 (m)、VTL3 (m)、G3への初期速度 (km/h)、G2 (%), G3 (%)

分散分析^b

モデル		平方和	自由度	平均平方	F 値	有意確率
1	回帰	489486670	9	54387408	180883.949	.000 ^a
	残差	192429441	639990	300.676		
	全体	681916110	639999			

a. 予測値: (定数)、VTL1 (m)、G1 (%)、VCL12 (m)、VTL2 (m)、VCL23 (m)、VTL3 (m)、G3への初期速度 (km/h)、G3 (%), G2 (%)

b. 従属変数: 実勢速度 (km/h)

係数^a

モデル		非標準化係数		標準化係数	t	有意確率
		B	標準誤差	ベータ		
1	(定数)	92.593	.118		785.186	.000
	G3への初期速度 (km/h)	5.490E-02	.001	.038	56.633	.000
	G3 (%)	-1.430	.008	-.124	-180.723	.000
	VTL3 (m)	3.790E-04	.000	.008	12.365	.000
	VCL23 (m)	4.813E-04	.000	.007	9.930	.000
	G2 (%)	-4.937	.008	-.428	-605.178	.000
	VTL2 (m)	2.104E-04	.000	.005	6.862	.000
	VCL12 (m)	-1.054E-04	.000	-.001	-2.175	.030
	G1 (%)	-9.709	.008	-.841	-1226.734	.000
	VTL1 (m)	-2.746E-03	.000	-.059	-89.595	.000

a. 従属変数: 実勢速度 (km/h)

図 2-4-7 縦断線形条件による実勢速度のシミュレーション結果を用いた重回帰分析の結果の例(大型車・希望速度 130 km/h, SPSS 利用)―その 1

モデル集計

モデル	R	R2 乗	調整済み R2 乗	推定値の 標準誤差
1	.846 ^a	.716	.716	17.3874

a. 予測値: (定数)、VTL1 (m), G1 (%), G3 (%), G2 (%).

分散分析^b

モデル		平方和	自由度	平均平方	F 値	有意確率
1	回帰	488431129	4	122107782	403898.895	.000 ^a
	残差	193484981	639995	302.323		
	全体	681916110	639999			

a. 予測値: (定数)、VTL1 (m), G1 (%), G3 (%), G2 (%).

b. 従属変数: 実勢速度 (km/h)

係数^a

モデル		非標準化係数		標準化係数	t	有意確率
		B	標準誤差	ベータ		
1	(定数)	98.424	.038		2614.528	.000
	G3 (%)	-1.430	.008	-.124	-180.231	.000
	G2 (%)	-4.937	.008	-.428	-603.527	.000
	G1 (%)	-9.709	.008	-.841	-1223.388	.000
	VTL1 (m)	-2.746E-03	.000	-.059	-89.351	.000

a. 従属変数: 実勢速度 (km/h)

図 2-4-8 縦断線形条件による実勢速度のシミュレーション結果を用いた重回帰分析の結果の例(大型車・希望速度 130 km/h, SPSS 利用)—その 2

結果的に、この重回帰分析による4つの説明変数と実勢速度との関係は以下のとおりである。

$$\begin{aligned}
 V_{tr,130} &= 98.4 - 1.430G_3 - 4.937G_2 - 9.709G_1 - 2.746 \times 10^{-3}VTL_1 \\
 &= 98.4 - 9.709(0.1473G_3 + 0.5085G_2 + G_1 + 0.2828 \times 10^{-3}VTL_1)
 \end{aligned}
 \tag{2.45}$$

ここに、

$V_{tr,130}$ = 大型車・希望速度130 km/hの条件でシミュレーションした実勢速度(km/h)

ここで、式2.45の括弧内の項に注目しよう。それは分析地点の縦断勾配のパラメータを1にして他の説明変数をすべてその括弧の中に入れた形となっている。もし、この括弧の中を1つの指標にすれば、この指標は分析地点の縦断勾配とその勾配開始地点からの距離だけでなく上流側の縦断線形条件まで考慮したものであり、 $V_{tr,130}$ はこの1つの指標のみで説明できる。この指標が本研究で提案する等価勾配であり、有効縦断勾配である。すなわち、大型車・希望速度130 km/hの条件における有効縦断勾配は以下の式から算定することになる。

$$G_{e,tr,130} = 0.1473G_3 + 0.5085G_2 + G_1 + 0.2828 \times 10^{-3} VTL_1 \quad (2.46)$$

ここに,

$G_{e,tr,130}$ = 大型車・希望速度 130 km/h の条件における有効縦断勾配(%)

大型車を対象にした他の希望速度の条件でも同様の手法により有効縦断勾配の算定式が推定できる。しかし、小型車の場合は必ずしもそうではない。その例として、小型車・希望速度 100 km/h の場合を図 2-4-9 に示す。回帰式の分散分析や各モデルパラメータの t 検定の結果はすべて信頼水準 99% で有意であり、RMSE は 0.0207 という極めて小さい値を示している。しかし、回帰式の寄与率は 0 である。なぜこのような結果が出たかという、小型車の性能は大型車の性能に比べて非常に高く、縦断勾配の影響をほとんど受けないか^{3), 13)}、その影響をうけて速度が低下しても希望速度への速度回復が速い特性があり、したがって、希望速度 100 km/h という小型車としては比較的低い希望速度では、TWOPAS モデルの車両性能モデルを利用した実勢速度のシミュレーション結果のほとんどが希望速度(この条件では 100 km/h)になっているからである。すなわち、目的変数のサンプルがほとんど変わらず一定の値を示している状況で推定さ

モデル集計

モデル	R	R2 乗	調整済み R2 乗	推定値の 標準誤差
1	.018 ^a	.000	.000	.0207

a. 予測値: (定数)、VTL1 (m)、G1 (%), VCL12 (m), VTL2 (m), VCL23 (m), VTL3 (m), G3 への初期速度 (km/h), G3 (%), G2 (%).

分散分析^b

モデル	平方和	自由度	平均平方	F 値	有意確率
1 回帰	.086	9	.010	22.343	.000 ^a
残差	273.028	639990	.000		
全体	273.114	639999			

a. 予測値: (定数)、VTL1 (m)、G1 (%), VCL12 (m), VTL2 (m), VCL23 (m), VTL3 (m), G3 への初期速度 (km/h), G3 (%), G2 (%).

b. 従属変数: 実勢速度 (km/h)

係数^a

モデル		非標準化係数		標準化係数	t	有意確率
		B	標準誤差	ベータ		
1	(定数)	99.998	.000		711901.298	.000
	G3 への初期速度 (km/h)	5.944E-06	.000	.006	5.148	.000
	G3 (%)	-2.810E-05	.000	-.004	-2.981	.003
	VTL3 (m)	1.981E-07	.000	.007	5.426	.000
	VCL23 (m)	2.972E-07	.000	.006	5.148	.000
	G2 (%)	-5.112E-05	.000	-.007	-5.261	.000
	VTL2 (m)	1.981E-07	.000	.007	5.426	.000
	VCL12 (m)	2.972E-07	.000	.006	5.148	.000
	G1 (%)	-2.544E-05	.000	-.003	-2.698	.007
	VTL1 (m)	1.981E-07	.000	.007	5.426	.000

a. 従属変数: 実勢速度 (km/h)

図 2-4-9 縦断線形条件による実勢速度のシミュレーション結果を用いた重回帰分析の結果の例(小型車・希望速度 100 km/h, SPSS 利用)

れた回帰式による実勢速度推定値もほとんど変動しないから，サンプルの総変動も小さいが(平方和：273.114)，回帰式による推定値の変動が0に近い(平方和：0.086)ので回帰式の寄与率は0に近い結果が得られた．一方，このような状況でも64万個といった大きなサンプルサイズによりすべてのモデルパラメータの推定値は統計的に有意であるという結果が得られたと考えられる．とはいえ，小型車・希望速度100 km/hの条件において分析地点(走行中の地点)の縦断勾配の影響まで考慮しないわけにはいかない．なぜなら，この重回帰分析で用いた実勢速度はあくまでも主に車両性能に基づいてシミュレーションした実勢速度であるが，実データに基づいて分析した結果では縦断勾配による実勢速度への影響が確認されるからである^{6), 14)}．したがって，小型車・希望速度100 km/hの条件における有効縦断勾配は G_1 のみで算定することにする．以上の手法により小型車，大型車の他の希望速度の条件においても有効縦断勾配の算定式を設定する．本研究で提案する有効縦断勾配の算定式は式2.47であり，その算定式におけるパラメータは表2-4-2にまとめる．

$$G_e = g_3 G_3 + g_2 G_2 + g_1 G_1 + g_0 VTL_1 \quad (2.47)$$

ここに，

G_e = 有効縦断勾配(%)

g_0, g_1, g_2, g_3 = パラメータ

表 2-4-2 有効縦断勾配の算定式

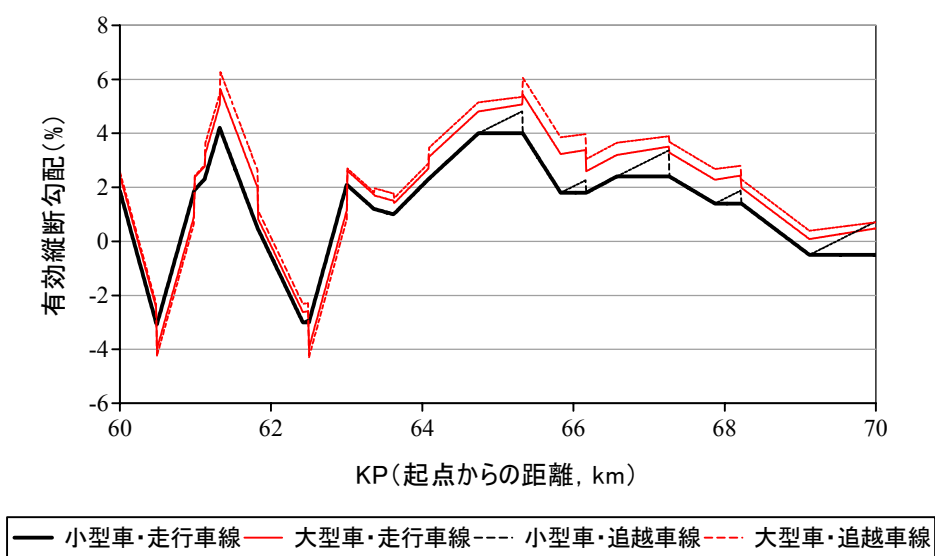
	小型車 希望速度(km/h)			大型車 希望速度(km/h)		
	100	120	130	100	120	130
g_3				5.138E-02	1.096E-01	1.473E-01
g_2			7.924E-02	3.288E-01	4.504E-01	5.085E-01
g_1	1	1	1	1	1	1
g_0		1.403E-03	1.078E-03	4.510E-04	3.535E-04	2.828E-04

$G_e = g_3 G_3 + g_2 G_2 + g_1 G_1 + g_0 VTL_1$ (式5-47)

この算定式から計算される車種別の有効縦断勾配は道路線形条件を考慮した $q-v$ モデルに適切な形として投入される．

以上の手法で算定した有効縦断勾配の空間変動の様子を図2-4-10に示す．対象の区間は図2-4-4と同様に東名高速下り60 KP～70 KP(左ルート)である．この区間の片側車線数は2車線，規制速度は80 km/hであるので，走行車線の場合は希望速度100 km/h，追越車線の場合は希望速度120 km/hの有効縦断勾配を適用する．したがって，走行車線における小型車の有効縦断勾配は実際の縦断勾配と等しい．縦断線形が曲線である区間において，追越車線の小型車の有効縦断勾配は走行車線の小型車の有効縦断勾配，あるいは実際の縦断勾配と等しい．ただし，縦断線形が直線である区間では異なる．これは表2-4-2で示したように，追越車線における小型車の有効縦断勾配の算定では走行車線における小型車の有効縦断勾配の算定で考慮しない VTL_1 を説明変数として利

用するからである．大型車の場合は説明変数として g_2 と g_3 まで利用する．したがって，上流側の縦断線形条件によって小型車と大型車の有効縦断勾配の差は変動し，例えば，62.8 KP付近から68.9 KP付近までの区間では縦断勾配は変動するものの，上り坂となっており，このような縦断線形の条件における小型車と大型車の有効縦断勾配は大きな差を示すなど，縦断線形条件の影響を大きく受ける大型車の走行特性を適切に表現していると考えられる．しかし，有効縦断勾配の算定式は走行中の区間および上流側の縦断線形条件を説明変数とする重回帰式となっており，各説明変数と有効縦断勾配との関係は線形であると仮定しているため，縦断線形条件の変化する地点，例えば，縦断曲線の曲線半径が変化する地点と縦断線形が曲線から直線(およびその逆)に変化する地点における有効縦断勾配は不連続である．このような問題を解決し，さらに適切な有効縦断勾配の算定に関する考察は今後の課題とする．



* 片側 2 車線(左ルート)・規制速度 80

図 2-4-10 有効縦断勾配の分析対象道路への適用の例(東名高速下り)

2.5. 道路線形条件を考慮した q-v 関係の定式化

2.5.1. 道路線形条件を考慮した q-v モデルの構造式

本節では道路線形，とくに上下流側の線形条件まで考慮した q - v 関係の変動を定式化する．すなわち，このモデルはある特定地点における q - v モデルである．モデルの構造式は，道路線形条件を考慮しない一般的 q - v モデルの構造式に基づいて，道路線形条件を考慮した有効平面曲率と有効縦断勾配を適切な構造で投入した形となる．まず，昨年度提案した一般的 q - v モデルに関する式を以下に再掲して示す．

$$V_G = \alpha_0 - \alpha_2 q^2 - (\alpha_1 + \gamma_2 R)q - \beta_0 P_h q^{\beta_1} - \gamma_0 R^{\gamma_1} \quad (\text{式※})$$

この式のパラメータ α_0 は降雨量が 0 mm，大型車混入率が 0 の条件における一般的 q - v 関係の基本式の中でも理論的に交通量が 0 の条件における速度であり，すなわち，実勢速度を意味する．したがって， α_0 に前節で提案した有効平面曲率と有効縦断勾配を適用したものは道路線形条件，さらに道路線形の連続性まで考慮した実勢速度になると考えられる．この実勢速度は大型車混入率が 0% の場合の実勢速度であるので，適用する有効縦断勾配としては小型車の有効縦断勾配を適用するほうが妥当である．

$$\alpha_0 = \delta_0 - \delta_1 G_{e,pc} - \delta_2 C_e \quad (2.48)$$

ここに，

$G_{e,pc}$ = 小型車の有効縦断勾配(%)

C_e = 有効平面曲率(1/m)

$\delta_0, \delta_1, \delta_2$ = パラメータ

一方，交通量が交通容量に近づいて速度が臨界速度に達すると，その状態の速度は道路線形条件の影響を大きく受けない可能性が高い．したがって，この基本式の傾きは実勢速度と相関が高いと考えられ，式※における交通量の項(q)と交通量の二乗の項(q^2)のパラメータは実勢速度の影響を受ける形として表すことにする(図2-5-1参照)．これらを考慮した q - v 関係は次のようになる．

$$V_S = \alpha_0 - \alpha_0 \{ \alpha_2 q^2 + (\alpha_1 + \gamma_2 R)q \} - \beta_0 P_h q^{\beta_1} - \gamma_0 R^{\gamma_1} \quad (2.49)$$

ここに，

V_S : 道路線形条件を考慮した速度の推定値(km/h)

式※には大型車混入率の増加による速度の低下が考慮されている．しかし，TWOPAS モデルの車両性能モデルや車種別に提案した有効縦断勾配で述べたように，大型車の場合はその車両性能の特性により縦断勾配の影響を大きく受ける．すなわち，縦断勾配が大きければ大きいほど，大型車混入率の増加による速度低下量も大きくなると考えられる．この傾向を確認するために，本研究の分析地点のうち，片側車線数・規制速度が等しく，上下流側の平面・縦断線形条件の影響のない十分長い平面直線・縦断直線区間に

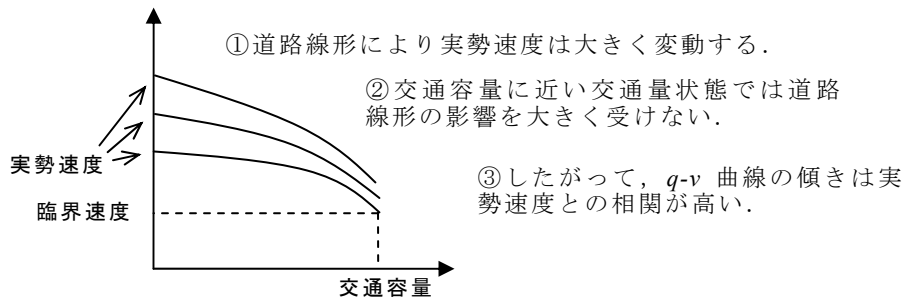


図 2-5-1 道路線形条件を考慮した $q-v$ 関係に関する概念

位置し、縦断勾配のみが異なる2箇所を選定し、各地点において大型車混入率による速度低下量を調べて比較した。その結果を図2-5-2に示す。この2つの分析地点は中央自動車道103.000KPに位置する上下各線の地点である。片側車線数は2車線、規制速度は80 km/hであり、上り方向と下り方向の縦断勾配はそれぞれ-0.8%と+0.8%である。下り方向のその地点の上流側平面線形は2 km以上直線区間が続いており、上り方向の場合は約718 m上流側に曲率半径2,000 mの円曲線区間が位置し、その間に500 mの緩和曲線が設置されている。すなわち、上り方向の103.000KPは直線区間始点から218 m下流側に位置する(図2-5-2(a)参照)。

図2-5-2の(b)と(c)はそれらの地点の追越車線において大型車混入率の増加に伴う速度低下量(大型車混入率が0-10%の場合の速度との差)の変動を交通量カテゴリ別に作成したものであり、いずれの場合も大型車混入率の増加によって速度低下量は大きくなっている。しかし、上り坂に位置する下り方向の103.000KPでの速度低下量は下り坂に位置する反対方向での速度低下量より大きい。また、上り坂では交通量が多いほど大型車混入率の増加による速度低下量も大きくなっている。もし、上り方向の地点での速度が低い状態ならその地点での速度低下量は相対的に小さい可能性がある。しかし、図2-5-2の(c)と(d)の $q-v$ 関係を見るとやはり上り坂に位置する下り方向の地点の速度が低くなっている。上り方向の地点の上流側の平面線形および縦断線形の影響も考えられるが、もしその影響があるとすれば下り方向の地点より速度の高いことは説明できない。以上の考察により、これらの2地点における大型車による速度低下パターンの違いは縦断勾配の影響によるものと結論付けることができる。したがって、大型車混入率による速度の補正には縦断勾配および上流側の縦断線形条件と大型車の速度との関係を適切に考慮することが必要であり、これは大型車混入率による $q-v$ モデルの補正式に大型車の有効縦断勾配を適用することで解決できると考えられる。すなわち、式※に昨年度適用した大型車混入率の影響を定式化したものを以下のような構造に変更することで縦断線形条件を考慮する。

$$V_{adj,HV} = \beta_0 (1 + \delta_3 G_{e,tr}) P_h q^{\beta_1} \quad (2.50)$$

ここに、

$G_{e,tr}$ = 大型車の有効縦断勾配(%)

δ_3 = パラメータ

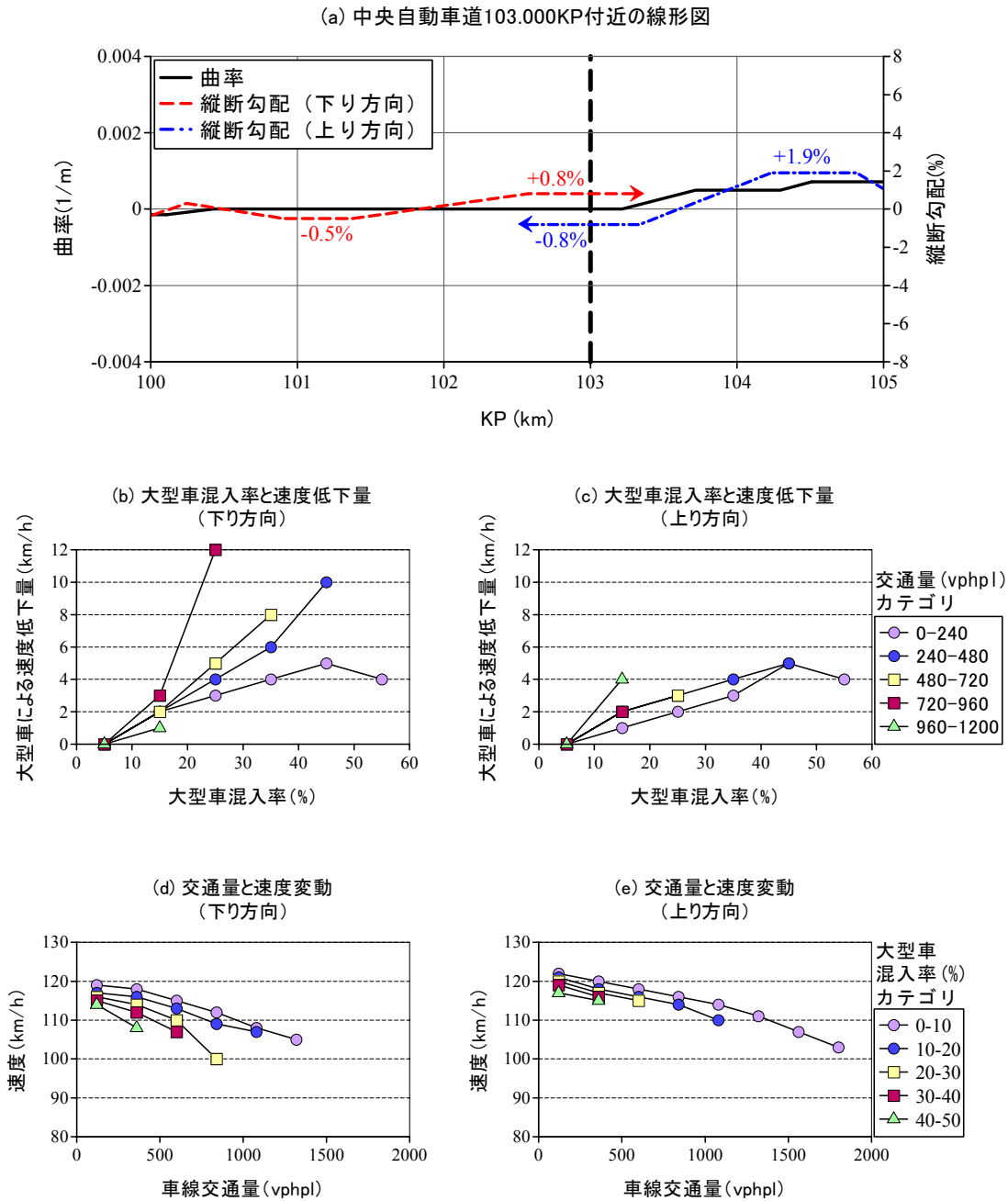


図 2-5-2 縦断勾配の異なる2箇所における大型車混入率と速度低下量
(中央自動車道 103. 000KP の上下線の追越車線)

したがって、式2.49の α_0 に式2.48を代入し、大型車混入率による速度の補正に関する部分を式2.50に置き換えれば次の式が得られる。

$$V_S = (\delta_0 - \delta_1 G_{e,pc} - \delta_2 C_e) \{ 1 - (\alpha_1 + \gamma_2 R)q - \alpha_2 q^2 \} - \beta_0 (1 + \delta_3 G_{e,tr}) P_h q^{\beta_1} - \gamma_0 R^{\gamma_1} \quad (2.51)$$

本研究ではこの式2.51を「道路線形条件を考慮した q - v モデル」の構造式とし、昨年度の手法と同様に非線形回帰分析手法によってパラメータを推定する。

2.5.2 モデルパラメータの推定結果

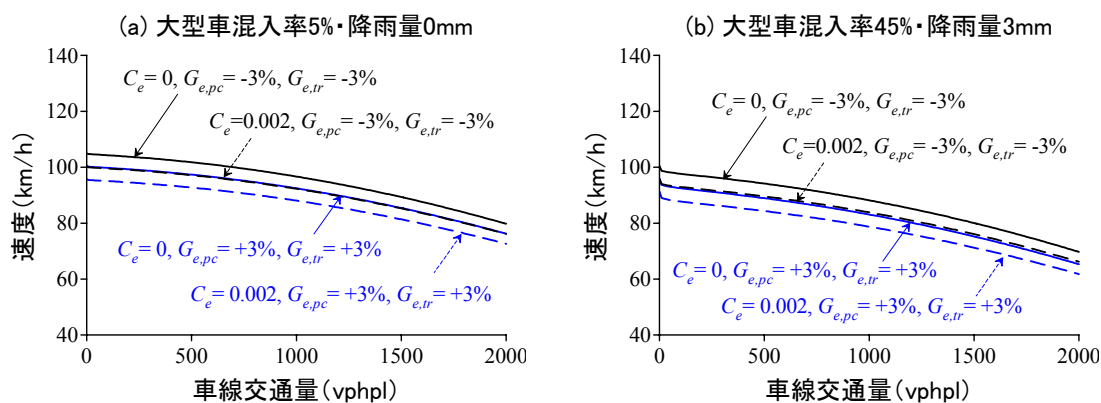
式2.51をモデルの構造式とし、車線・片側車線数・規制速度別に非線形回帰分析を行って得られたパラメータ推定値を表2-5-1にまとめる。ここで、片側3車線・規制速度80 km/h区間における分析地点は少なく、その区間に関する分析では有意な結果が得られなかった。表2-5-1に示した一部のパラメータは漸近95%信頼区間に0が含まれていることで統計的に有意でないか、モデルの構造設定上、すべてのパラメータは正の値になるべきだが負の値として推定された場合がある。このようなパラメータはすべて0に置き換え、これらの説明変数をモデルから除外して再びパラメータ推定を行った結果を表2-5-1に示した。このパラメータ推定過程の詳細はここでは省略する。

推定されたパラメータの特徴としては、道路線形を考慮せず定式化した q - v 関係の一般特性と同様に、走行車線(片側3車線区間の場合は第1走行車線)と第2走行車線(片側3車線区間)を対象にしたモデルのパラメータ β_1 は0となっている(片側2車線・規制速度80 km/hの区間は除外)。これは、大型車混入率による速度低下量は交通量によらず、大型車混入率の増加によって q - v 曲線は下の方向へ平行移動することを意味する。また、 q - v 関係の一般特性では、追越車線のような相対的に速度の高い区間における q - v 関係は直線的傾向を示したが、この傾向は道路線形条件を考慮した本 q - v モデルでも確認できる。道路線形条件に関する説明変数のパラメータ推定値のうち、縦断線形条件に関するパラメータ δ_1 と δ_3 はどの場合でも有意な結果が得られたが、平面線形条件に関するパラメータ δ_2 は一部を除いて規制速度100 km/h区間では有意でない結果が得られた。平面線形条件は走行安全性に直接繋がる設計要素であり、平面線形によってその区間を安全に走行できる物理的速度の限界値があるので^{6), 14), 24)}、速度が高いほど平面線形条件の影響を大きく受けると考えられる。したがって、以上のような結果が得られたことは極めて正常でない状況である。その原因として考えられるものは、一般に規制速度は設計速度と等しいので(ただし、設計速度が100 km/h以上の区間の規制速度は100 km/h)、規制速度100 km/hの区

表 2-5-1 道路線形条件を考慮した q - v モデルのパラメータ推定結果

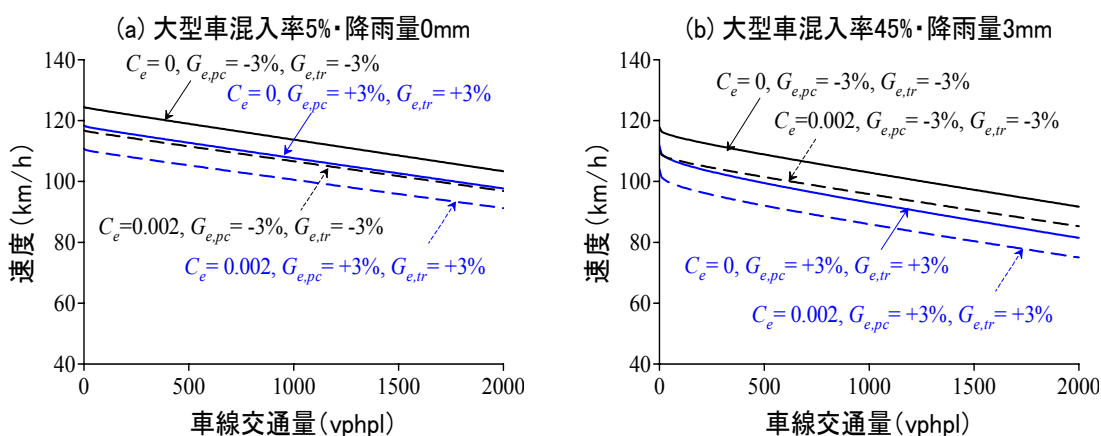
	走行車線(第1走行車線)		第2走行車線		追越車線		
	片側2車線		片側3車線	片側3車線	片側2車線		片側3車線
	規制速度		規制速度	規制速度	規制速度		規制速度
	80 km/h	100 km/h	100 km/h	100 km/h	80 km/h	100 km/h	100 km/h
d_0	102.7	106.7	98.6	118.0	121.5	123.9	129.0
$d_1 (\times 10^{-1})$	7.397	8.038	5.392	8.547	10.162	5.564	17.373
$d_2 (\times 10^3)$	2.375	0	0	0	3.867	1.600	0
$a_1 (\times 10^{-5})$	3.250	5.127	7.375	7.389	8.250	8.500	6.840
$\gamma_2 (\times 10^{-6})$	4.003	4.317	9.660	6.302	0	4.184	6.826
$a_2 (\times 10^{-8})$	4.281	5.123	2.961	1.013	0	0	0
$\beta_0 (\times 10^{-2})$	3.279	11.771	7.103	14.901	2.351	6.843	0.824
$d_3 (\times 10^{-2})$	4.643	7.155	16.018	16.611	10.480	13.842	5.160
$\beta_1 (\times 10^{-1})$	1.335	0	0	0	2.693	1.593	4.785
γ_0	2.872	3.537	2.815	3.948	4.099	4.094	5.266
$\gamma_1 (\times 10^{-1})$	3.872	2.267	2.083	1.788	4.401	2.380	3.085
R^2	0.633	0.630	0.595	0.761	0.634	0.708	0.713
RMSE	3.420	4.158	3.520	3.170	4.363	4.051	3.829
n	6,871	12,727	5,274	5,835	6,490	14,867	5,339

■は有意確率(p値)5%以上の推定値。



- 片側 2 車線・規制速度 100 km/h
- 小型車と大型車の有効縦断勾配は等しく設定

図 2-5-2 道路線形条件により変動する $q-v$ 関係の例(走行車線)



- 片側 2 車線・規制速度 100 km/h
- 小型車と大型車の有効縦断勾配は等しく設定

図 2-5-3 道路線形条件により変動する $q-v$ 関係の例(追越車線)

間には比較的走行速度への影響の小さい大きな曲線半径を持つ曲線区間が多く、このようなデータの片寄りによって有意な結果が得られなかった可能性が高い。したがって、ここでの分析によって得られた規制速度100 km/h区間の $q-v$ モデルのパラメータは道路線形条件を考慮した $q-v$ モデルの一般特性というより、規制速度が100 km/hである日本の高速道路における道路線形条件の一般状況を考慮したモデルといったほうが妥当と考えられる。

以上の結果を特定に条件において図式化し、線形条件による $q-v$ 関係の変動について考察する。規制速度100 km/hの区間では平面線形条件に関するモデルパラメータが有意でなかったため、ここではその例として、片側2車線、規制速度80km/h区間の走行車線と追越車線における $q-v$ 関係の変動の様子をそれぞれ図2-5-2と図2-5-3に示す。各々の図には大型車混入率5%・降雨量0 mmのケースと45%・3 mmのケース別の図を示しており、それぞれの図には有効縦断勾配が-3%と3%の場合、有効平面曲率が0と0.002(曲線半径に換算すると500 m)の場合において推定される $q-v$ 関係を示している。これらの $q-v$ 関係の変

動の様子を示すために大型車の有効縦断勾配は小型車の有効縦断勾配と同様に設定した。

走行車線の場合は追越車線に比べて速度が低いので、道路線形による速度の低下量は追越車線のほうが相対的に大きい。しかし、どの車線、どの交通・走行環境条件でも道路線形条件によって q - v 関係は大きく変動する。例えば図2-5-3(a)の条件の追越車線において車線交通量が1,000 vphplの場合、有効縦断勾配-3%・有効平面曲率0の地点における速度推定値は113.7 km/hである。その条件から有効平面曲率が0.002(曲線半径に換算すれば500 m)に変化すると推定速度は106.6 km/hとなり、さらに有効縦断勾配が+3%に変化すると推定速度は100.6 km/hになる。すなわち、完全に等しい状態の交通流でも道路線形のきつい区間では地点によってこれだけの速度の差が発生し得ること示しており、以上の例の状況から降雨量が3 mmの状況に変わると速度は93.9 km/h、さらに、大型車混入率が45%まで増加すると推定される速度は86.0 km/hまで低下するなど、本節で示した q - v モデルを用いれば、道路線形条件、交通条件、降雨条件の変化に伴う速度の変動を推定することができる。

2.5.3. 本研究で提案する q - v モデルに関する考察

(1) 道路線形条件・交通条件・降雨条件により空間変動する速度の推定

本研究で提案する q - v モデルは道路線形条件、とくに道路線形の連続性、交通量・大型車混入率といった交通条件、降雨量といった走行環境条件を説明変数とし、片側車線数・規制速度、さらに各車線別に作成したものである。したがって、このモデルを用いれば、上記の条件が与えられた場合に任意の道路区間において空間変動する速度を推定することができる。

その例として、本研究の分析対象道路である東名高速の下り60KP~80KP(左ルート)の走行車線と追越車線を対象に、交通量、大型車混入率、降雨量により空間変動する速度を推定した結果をそれぞれ図2-5-4と図2-5-5に示す。この区間の片側車線数は2車線であり、規制速度は80 km/hである。図の作成条件は、交通量360vphplと1,080 vphpl、大型車混入率15%と45%、降雨量0 mmと4 mmである。この区間を例として選定した理由は、平面・縦断線形ともに線形条件が比較的きつい区間であるので、道路線形条件を考慮した q - v モデルによる速度の空間変動の様子を示すに最適と考えられたからである。この区間では、片側3車線の上り線が新設された以来、以前の片側2車線の上り線は現在下り線として運用されている。すなわち、この区間の下り方向には片側2車線のルートが2つあり、本研究では左ルートのみを対象としている。この道路区間に位置する分析地点(車両感知器位置)は60.3 KP, 64.5 KP, 66.5 KP, 72.5 KP, 74.7 KP, 76.6 KPの6箇所であり、各条件において観測された速度、すなわち、各条件のカテゴリにおける85percentile値を重ねて示す。しかし、本研究で用いる速度というものは、各地点・車線および各交通量・大型車混入率・降雨量のカテゴリにおいて観測された速度が30個以上の場合に計算された85percentile値であるので、この条件をみたさないカテゴリにおける速度は本研究で用いておらず、図2-5-4と図2-5-5の作成において観測値として表示できないカテゴリがある。図2-5-4の場合は、交通量360 vphpl・大型車混入率15%ではすべて(6箇所)の地点の観測値が、交通量1,080 vphpl・大型車混入率15%では60.3

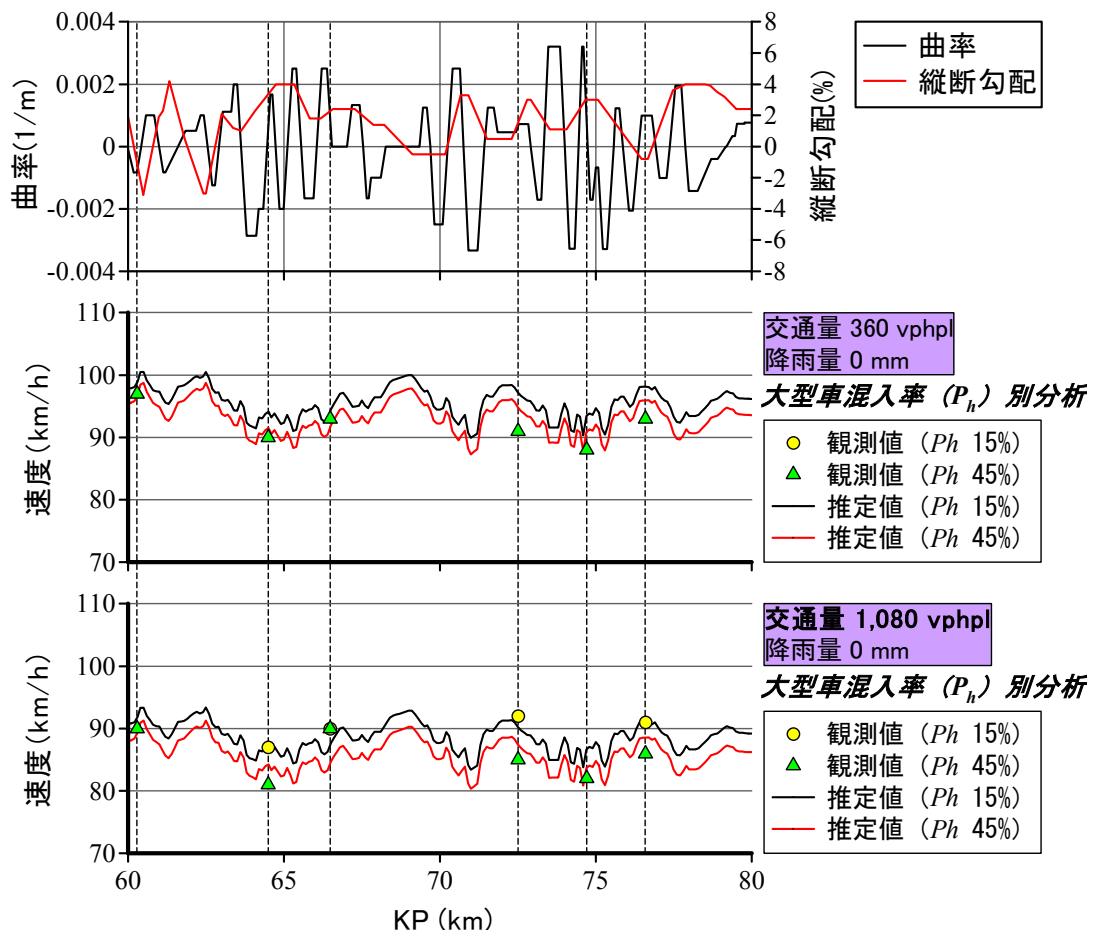


図 2-5-4 道路線形条件，大型車混入率，降雨量により変動する速度の推定の例
(東名高速下り 60KP~80KP 左ルート，走行車線)

KPと74.7 KPの2箇所における観測値が表示できなかった．さらに，降雨時の観測値も表示できない．このように観測値の設定ができないことは本研究において比較的厳しいデータクレンジング作業を行い，多くのデータが削除されたこと，それから細かいカテゴリの設定(とくに，降雨量)が原因であるが，データクレンジングの後に残されて本研究で用いられたデータは比較的信頼性の高いデータと考えられる．

道路線形条件を考慮した q - v モデルは全般に道路線形条件の変化によって変動する様子を適切に示しており，概ね観測値と推定値の空間変動は類似するパターンを示している．とくに，走行車線において速度の観測値と推定値との差は小さい．追越車線においても道路線形条件の変化に伴う推定速度の変動と観測値は類似するパターンを示している．しかし，交通量が多いほど速度の推定値と観測値にはずれが生じる傾向がある．とくに，交通量が少ない状態では過小評価，交通量が多い状態では過大評価される傾向がある．このような傾向に関する明確な分析までは行われていないが，考えられるものとしては，2次式として設定した q - v 関係の基本式(大型車混入率が0%，降雨量が0 mmの場合と q - v 関係)の傾きが実際に現すべき曲線の傾きより大きい可能性が挙げられる．したがって，今後の課題としては，各地点における q - v 関係の傾向を詳細に調査したうえ，さらに合理かつ適切なモデルの構造を設定してパラメータの推定を行う必要がある．なお，本研究で用いたデータは641箇所から収集したが，分析データ

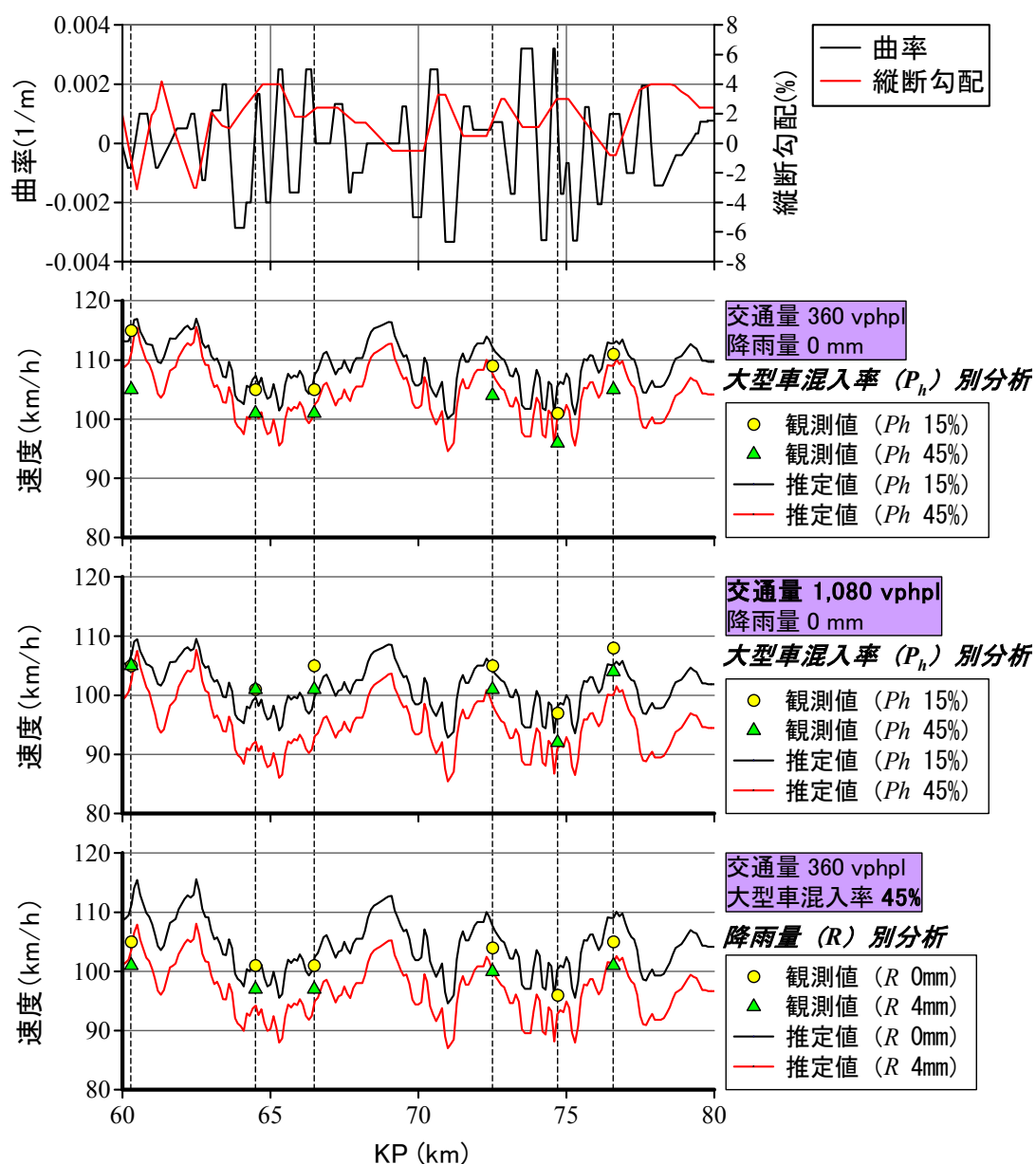


図 2-5-5 道路線形条件，大型車混入率，降雨量により変動する速度の推定の例
(東名高速下り 60KP~80KP 左ルート，追越車線)

の作成(データクレンジング，85percentile値の算定)における条件によって結局はすべての地点のデータが利用できず，かつ地点によってはデータの片寄りも存在する．このようなことは今後の分析において留意すべき事項と考えられる．

ここで提案した q - v モデルは本研究の分析対象道路以外の道路において検証されていない．また，速度の観測値と推定値とのずれを抑えるより適切なモデルの構造の開発も必要である．実務に適用するためにはより簡単な構造のモデルが必要であるかも知れない．しかし，任意の道路・交通・走行環境の条件が与えられた場合，あるいはこれらの条件が変化した場合に変動する速度の様子を推定できた既存モデルはあまり見当たらない現状で，本研究で行われた分析結果の価値は高く，これからの関連する研究において役立つものと考えられる．

(2) 分析地点の曲率，縦断勾配を利用した場合の $q-v$ モデルとの比較

ここでは**2.5.2**で行った $q-v$ モデルと同様の構造式(式2.51)を利用し，有効平面曲率と有効縦断勾配の代わりに各分析地点における実際の曲率と縦断勾配を使用してパラメータの推定を行う．こうして得られる $q-v$ モデルは道路線形条件を考慮した $q-v$ 関係ではあるが，上下流側の道路線形条件は考慮していないものである．本節では**2.5.2**で示した $q-v$ モデルとこのモデルとの比較分析を行い，道路線形の連続性と $q-v$ 関係に関する考察を行う．ただし， $q-v$ モデルの構造式における小型車と大型車別の有効縦断勾配は分析地点の縦断勾配として設定する．パラメータの推定手法としては**2.5.2**で示した方法と同様の非線形回帰分析手法を用いる．その結果を表2-5-2に示す．

このパラメータ推定でも漸近95%信頼水準で有意でないか，モデルの構造上，正の値でなく負の値として推定されたパラメータがある．これらのパラメータはすべて0に置き換え，再びモデルのパラメータを推定した結果を表2-5-2に示した．このモデルでも一部を除いて規制速度100 km/h区間を対象にしたパラメータ推定値は0となっている．その原因は**2.3.**で述べたように，その区間には速度に影響を及ぼすほどの小さい曲率半径を持つ曲線区間があまりなく，データの片寄りによるものと考えられる．また，相対的に高い速度が観測される追越車線では α_2 の推定値が0となっており，走行車線(片側3車線区間では第1走行車線)を対象にした場合の β_1 の推定値も0となっている．このような特徴は**2.5.2.**で示した本研究が提案する $q-v$ モデルの特徴と同様である．

本節では以上のパラメータ推定値をもって分析地点の曲率および縦断勾配を利用する場合の速度推定値と，昨年度本研究で提案した $q-v$ モデル(上下流側の線形条件を考慮)による速度推定値を比較する．まず，モデルの説明力を示す指標としてよく用いられるモデルの決定係数(R^2)は，全般に上下流側の道路線形を考慮した $q-v$ モデルのほうが高い．その差は決して大きくないが，上下流側の道路線形を考慮した $q-v$ モデルの決

表 2-5-2 分析地点の曲率，縦断勾配を使用した場合の $q-v$ モデルのパラメータ推定結果

	走行車線(第1走行車線)		第2走行車線		追越車線		
	片側2車線		片側3車線	片側3車線	片側2車線		片側3車線
	規制速度		規制速度	規制速度	規制速度		規制速度
	80 km/h	100 km/h	100 km/h	100 km/h	80 km/h	100 km/h	100 km/h
δ_0	103.0	106.8	98.6	118.1	120.5	123.6	128.8
δ_1	0.895	1.208	1.063	1.771	1.336	1.587	2.030
$\delta_2 (\times 10^3)$	1.770	0	0	0	3.016	1.512	0
$\alpha_1 (\times 10^{-5})$	5.207	5.237	7.388	7.610	8.226	8.383	6.848
$\gamma_2 (\times 10^{-6})$	4.350	4.234	9.626	6.265	0	3.859	7.383
$\alpha_2 (\times 10^{-8})$	3.396	5.061	2.966	0.925	0	0	0
$\beta_0 (\times 10^{-2})$	8.206	11.837	7.097	15.102	1.999	5.676	0.792
$\delta_3 (\times 10^{-2})$	0	0	0	0	40.855	0	0
$\beta_1 (\times 10^{-1})$	0	0	0	0	3.138	1.878	4.882
γ_0	2.847	3.533	2.805	3.918	4.119	4.067	5.219
$\gamma_1 (\times 10^{-1})$	3.778	2.301	2.144	1.876	4.335	2.481	3.048
R^2	0.604	0.629	0.593	0.756	0.605	0.711	0.708
RMSE	3.551	4.166	3.530	3.199	4.533	4.027	3.857
n	6,871	12,727	5,274	5,835	6,490	14,867	5,339

■は有意確率(p値)5%以上の推定値.

定係数が少しでも明らかに大きいことは上下流側の道路線形条件の影響を大きく受ける地点や区間における速度の推定において本研究が提案する q - v モデルは役立つことを意味する。この結果をさらに明らかにするために、両モデルによる推定値と観測値との差、すなわち、残差の分布を調べる。まず、図2-5-6と図2-5-7には図2-5-4と図2-5-5と同様の道路区間において両モデルによる速度の空間変動の様子と観測値を示した。その結果、走行車線では2つの推定速度の変動に大きな差は見られない。しかし、追越車線の場合は高速走行の車両が多いため、上下流側の線形条件を相対的に大きく受けると考えられ、走行車線に比べて両モデルによる速度の推定値には相対的に大きな差が確認される。とくに、大型車混入率が多くなるとその差は明らかになる。

全地点を対象に以上の傾向を分析した結果を示すために、両モデルによる残差の分布を図2-5-6と図2-5-7に示す。図2-5-6は実際の曲率と有効平面曲率の異なる地点を対象に、残差の分布を調べたものである。走行車線の場合は図2-5-4で確認するとおり、両モデルによる速度推定値の差が大きくないため、残差の平均や標準偏差はほぼ同様である。しかし、追越車線の場合は上下流側の道路線形条件の考慮したモデルの残差の平均が0であり、標準偏差も小さくなっている。一方、図2-5-7は縦断勾配と大型車の有効縦断勾配が0.5%以上ある場合を対象に、縦断勾配を利用した場合と有効縦断勾配を利用した場合の残差の分布を比較したものである。この場合も走行車線ではほとんどその分布は等しいが、追越車線では有効縦断勾配を利用した場合の残差の平均は0であり標準偏差も小さくなっているなど、有効縦断勾配を利用することによってモデルの信頼性が上がるとともにより適切な速度の推定ができると考えられる。

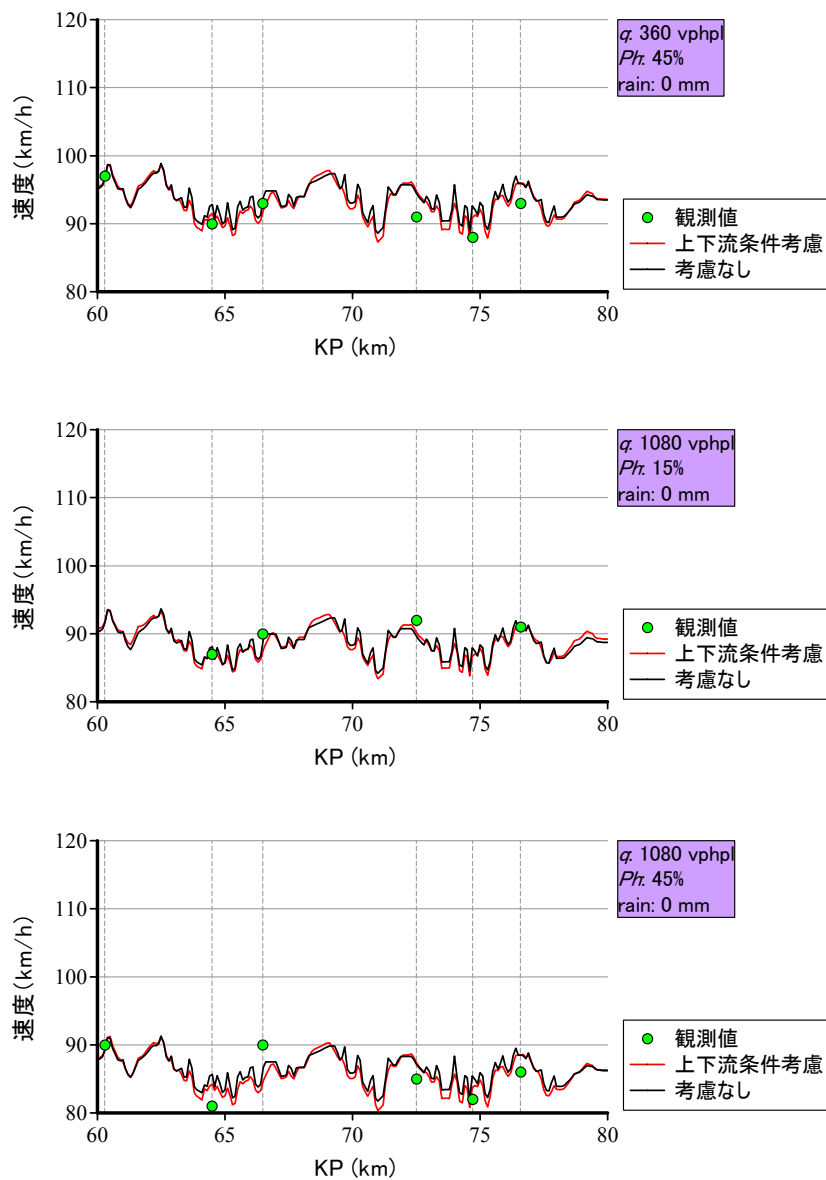


図 2-5-6 上下流側の道路線形条件を考慮する場合と考慮しない場合の速度推定値の比較の例(東名高速下り 60-80 KP(左ルート), 走行車線)

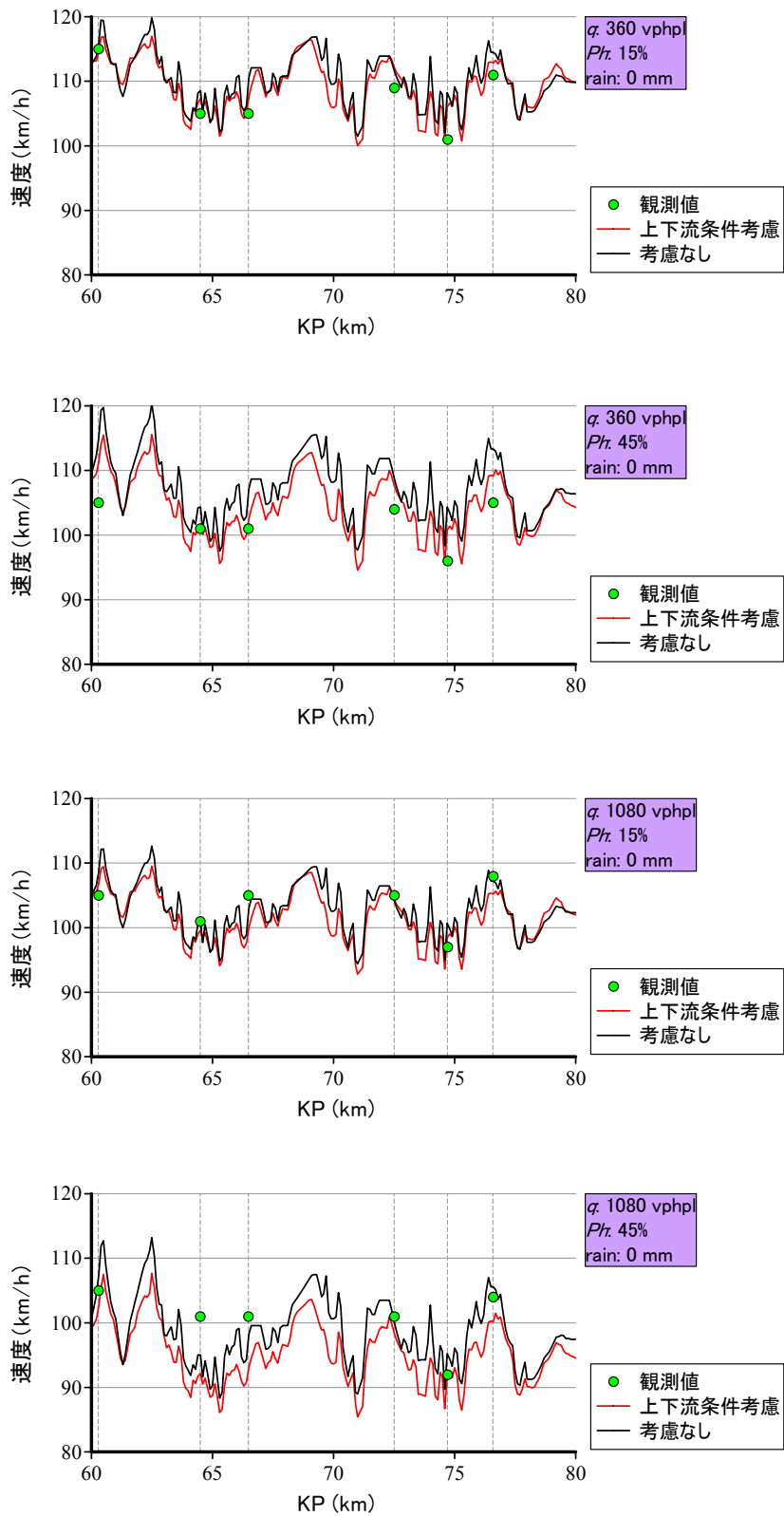


図 2-5-7 上下流側の道路線形条件を考慮する場合と考慮しない場合の速度推定値の比較の例(東名高速下り 60-80 KP(左ルート), 追越車線)

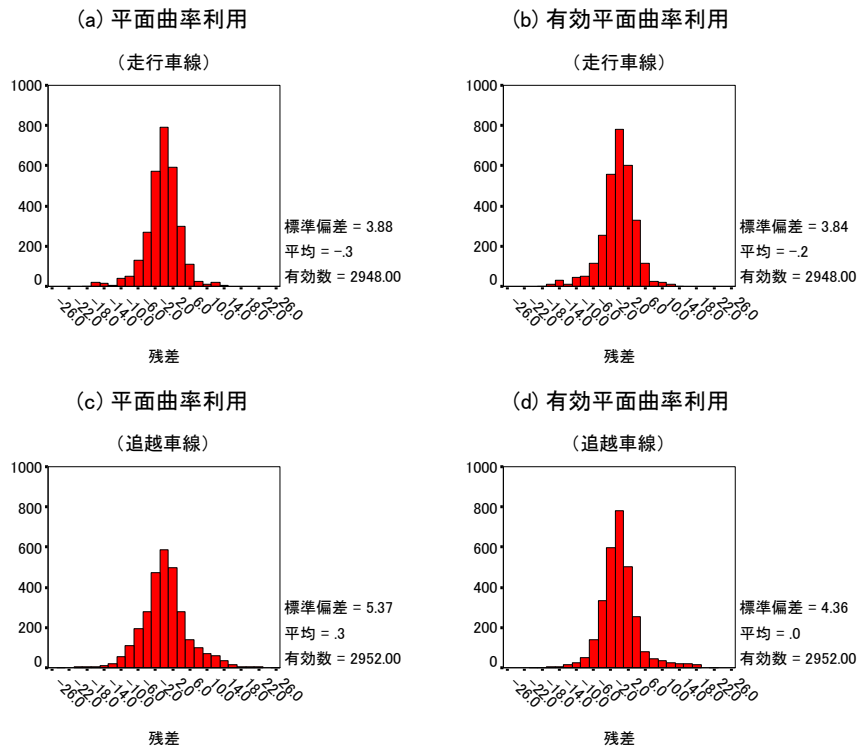


図 2-5-8 平面曲率と有効平面曲率を用いたそれぞれの $q-v$ モデルの残差分布の比較
(平面曲率と有効平面曲率の等しいケースは除外)

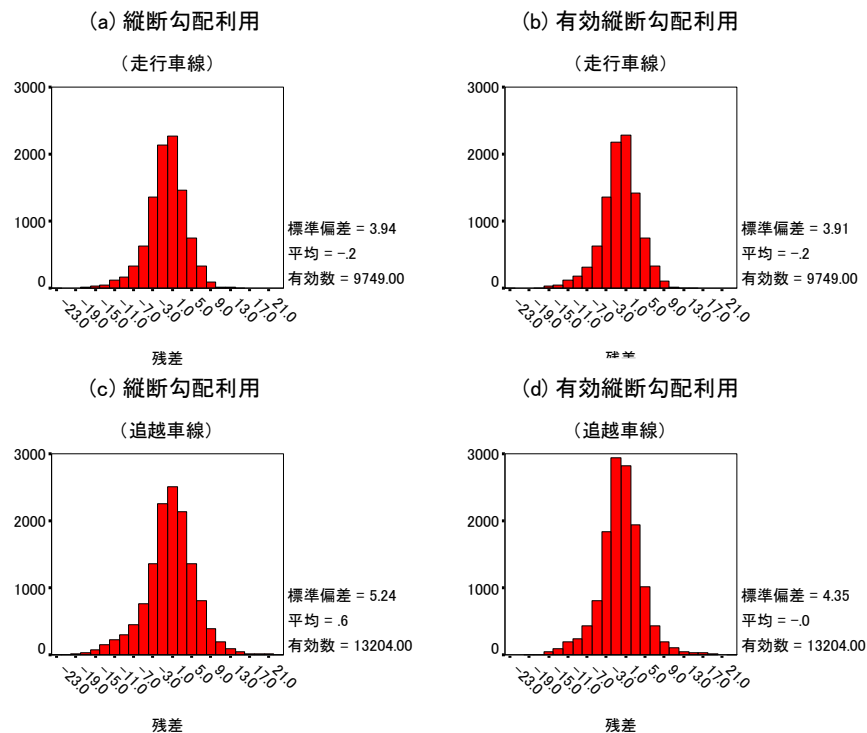


図 2-5-9 縦断勾配と有効縦断勾配を用いたそれぞれの $q-v$ モデルの残差分布の比較
(縦断勾配と有効縦断勾配との差が 0.5%未満のケースは除外)

2.6. おわりに

- ここでは道路線形条件，さらに上下流側の線形条件まで考慮した q - v モデルの開発に参考するために，新井のモデルとFitzpatrick・Collinsの速度プロファイルモデルについて紹介した．
- 速度プロファイルモデルのアルゴリズムに基づいて道路線形の連続性を q - v モデルに適用するため，有効平面曲率と有効縦断勾配という道路線形条件に関する新たな指標を提案した．
- 等価曲率とは，Fitzpatrick・Collinsの速度プロファイルモデルにおける曲線区間速度のアルゴリズムを参考にし，円曲線・直線区間のみを対象にして得られた曲率と実勢速度との関係，およびある一定の加速度を利用して，平面線形条件による加速・減速における速度を曲率に換算してのものであり，等価曲率と実際の曲率のうち，高い値を有効平面曲率として設定した．
- 有効縦断勾配は走行中の区間における縦断勾配のみならず，勾配始点からの距離，上流側の縦断勾配，さらにその上流側の縦断勾配を考慮した縦断線形に関する新しい指標である．縦断勾配による速度への影響は車両の性能と相関が高く，車両性能特性の大きく異なる小型車と大型車は別々に有効縦断勾配を算定した．
- 以上の有効平面曲率と有効縦断勾配を昨年度に提案した q - v 関係の一般特性モデルに適用してパラメータ推定を行い，道路線形条件，とくに道路線形の連続性を考慮した q - v モデルができた．
- この q - v モデルを用いれば，任意の道路・交通・走行環境の条件における各車線の速度の推定が可能である．なお，一定距離の刻みで速度を推定し，その推定速度を全て結んだ線はその区間・条件における推定速度の空間変動を示すものである．

2章の参考文献

- 1) 新井寿和：都市高速道路の自由流速度への影響要因に関する研究，平成18年度修士論文，東京大学大学院工学系研究科社会基盤学専攻，2007．
- 2) Fitzpatrick, K., P. Carlson, M.A. Brewer, M.D. Wooldridge, and S. Miaou. *NCHRP Report 504: Design Speed, Operating Speed, and Posted Speed Practices*. Transportation Research Board of the National Academies, Washington, D.C., 2003.
- 3) Leisch, J. E., and J. P. Leisch. New Concepts in Design-Speed Application. In *Transportation Research Record 631*, TRB, National Research Council, Washington, D.C., 1977, pp. 4-14.

- 4) Fitzpatrick, K., L. Elefteriadou, D. W. Harwood, J. M. Collins, J. McFadden, I. Anderson, R. A. Krammes, N. Irizarry, K. D. Parma, K. M. Bauer, and K. Passetti. *Speed Prediction for Two-Lane Rural Highways*. Report FHWA-RD-99-171. FHWA, U.S. Department of Transportation, 2000.
- 5) Fitzpatrick, K. and J. M. Collins. Speed-Profile Model for Two-Lane Rural Highways. In *Transportation Research Record 1737*, TRB, National Research Council, Washington, D.C., 2000, pp. 42-49.
- 6) 洪性俊 : 道路幾何構造による速度性能と実勢速度に関する研究, 平成16年度修士論文, 東京都立大学大学院工学研究科土木工学専攻, 2005.
- 7) McLean, J. R. *Speeds, Friction Factors, and Alignment Design Standards*. Report ARR 154, Australian Road Research Board, Victoria, 1988.
- 8) *Geschwindigkeit als Projektierungselement*. Schweizer Norm 640 080b. Vereinigung Schweizerischer Strassenfachleute, Zurich, Switzerland, 1991.
- 9) Ottesen, J. L., and R. A. Krammes. Speed-Profile Model for a Design-Consistency Evaluation Procedure in the United States. In *Transportation Research Record 1701*, TRB, National Research Council, Washington, D.C., 2000, pp. 76-85.
- 10) Choueiri, E. M., and R. Lamm. *Rural Roads Speed Inconsistencies Design Methods, Part I, Operating Speeds and Accident Rates on Two-Lane Rural Highway Curved Sections: Investigations About Consistency and Inconsistency in Horizontal Alignment*. State University of New York Research Foundation, Albany, N.Y., 1987.
- 11) McLean, J. R. Driver Speed Behaviour and Rural Road Alignment Design. *Traffic Engineering & Control*, Vol. 22, No. 4, 1981, pp. 208-211.
- 12) Kanellaidis, G., J. Golias, and S. Efstathiadis. Drivers' Speed Behaviour on Rural Road Curves. *Traffic Engineering & Control*, Vol. 31, No. 7, 1990, pp. 414-415.
- 13) St. John, A. D., and D. R. Kobett. *NCHRP Report 185: Grade Effects on Traffic Flow Stability and Capacity*. TRB, National Research Council, Washington, D.C., 1978.
- 14) Hong, S., and T. Oguchi. Evaluation of Highway Geometric Design and Analysis of Actual Operating Speed. *Journal of the Eastern Asia Society for Transportation Studies*, Vol. 6, The Eastern Asia Society for Transportation Studies, 2005, pp. 1048-1061.

- 15) Hong, S. and T. Oguchi. Effects of Rainfall and Heavy Vehicles on Speed-Flow Relationship for Multilane Expressways in Japan. *Paper presented at TRB 86th Annual Meeting*, Compendium of Papers #07-1933, Washington, D.C., 2007.
- 16) *Special Report 209: Highway Capacity Manual*. TRB, National Research Council, Washington, D.C., 1985.
- 17) *Highway Capacity Manual*. TRB, National Research Council, Washington, D.C., 2000.
- 18) Bester, C. J. Truck Speed Profiles. In *Transportation Research Record 1701*, TRB, National Research Council, Washington, D.C., 2000, pp. 111-115.
- 19) Collins, K. M., and R. A. Krammes. Preliminary Validation of a Speed-Profile Model for Design Consistency Evaluation. In *Transportation Research Record 1523*, TRB, National Research Council, Washington, D.C., 1996, pp. 11-21.
- 20) Glennon, J. C., T. R. Neuman, and J. E. Leisch. *Safety and Operational Considerations for Design of Rural Highway Curves*. Report FHWA-RD-86-035. FHWA, U.S. Department of Transportation, 1985.
- 21) Lee, C. H. A Study into Driver-Speed Behaviour on a Curve by Using Continuous Speed Measurement Method. *Proc., Australian Road Research Board*, Vol. 14, Pt. 4, 1988, pp. 37-46.
- 22) Mintsis, G. Speed Distributions of Road Curves. *Traffic Engineering & Control*, Vol. 29, No. 1, 1988, pp. 21-27.
- 23) Krammes, R. A., Q. Brackett, M. Shafer, J. Ottesen, I. Anderson, K. Fink, K. Collins, O. Pendleton, and C. Messer. *Horizontal Alignment Design Consistency for Rural Two-Lane Highways*. Report RD-94-034. FHWA, U.S. Department of Transportation, 1995.
- 24) 洪性俊・大口敬：道路幾何構造による速度性能と実勢速度，土木学会第60回年次学術概要集，部門IV，pp. 635-636，CD-ROM #4-318，2005.

3. 首都高速道路における各種条件が走行速度に与える影響に関する研究

3.1. はじめに

走行速度に影響を及ぼす要因としては、交通量はもちろんのこと、道路の幾何構造、降雨量や大型車混入率等が考えられている。このうち、都市高速道路等における道路の幾何構造等による影響については、芹澤等¹⁾、新井²⁾により研究が行なわれているが、降雨量と大型車混入率を合わせた影響に関する研究はなされていない。

そこで本章では、首都高速道路を対象に降雨量及び大型車混入率による q - v 関係の変動特性を分析し、この変動特性を考慮した q - v モデル式の作成に関する検討を行う。

3.2. 分析対象路線の選定および分析手法

3.2.1. 分析対象路線の選定

本研究では降雨量による影響を分析するため、雨の日数が多い時期(9月～12月)のデータを使用した。道路構造の影響としては昨年度の研究¹⁾において平面曲線の影響が最も大きかったため、道路構造の影響を考慮して直線部と曲線部に分け、以下の路線を対象にして分析を行なった。なお、曲線部は首都高速道路の本線で影響が最も大きい曲線半径が最小値に近いR-200mの区間を対象とした。

- ・ 直線部：3号渋谷線，6号三郷線(下り)
- ・ 曲線部：5号池袋線，6号向島線(下り)

3.2.2. 分析方法

(1) 分析条件

交通量を20(台/5分/車線)ごとに、天候は非降雨時(0mm)と降雨時に分類し、降雨時は1(mm/時)刻みに、大型車混入率は10%刻みに分類した。

(2) 分析方法

都市間道路同様に、車両感知器の5分間データを用い、交通量別、大型車混入率別、降雨量別の85percentile速度を求めた。但し、サンプル数が30未満の場合は、データの信頼性の観点より分析対象から除いた。

3.3. 路線別走行速度の分析

分析地点ごとに大型車混入率, 降雨別の85percentile速度を求め, q - v 関係図を作成した。なお, 降雨量0mm, 大型車混入率0~9%を基本条件とし, 他の条件下における85percentile速度の低下量についても分析を行った。

その中で, 直線部は3号渋谷線, 曲線部は6号向島線の結果が顕著だったため, その結果を以下に示す。

(1) 大型車混入率と q - v 関係について

1) 直線部(3号渋谷線)

図3-3-1~図3-3-2は, 直線部(3号渋谷線)の非降雨時(0mm)において大型車混入率別の q - v 図(車線別)と速度低下量の図である。交通量と大型車混入率による速度低下量のグラフ(図3-3-2)では, 直線的に低下する傾向がみられた。交通量レンジ別(40-59, 80-99)で比較すると, 低下量の幅は一定である傾向がみられた。

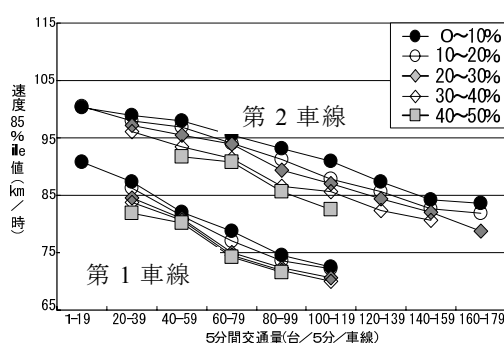


図 3-3-1 大型車混入率別 q - v 図(直線部)

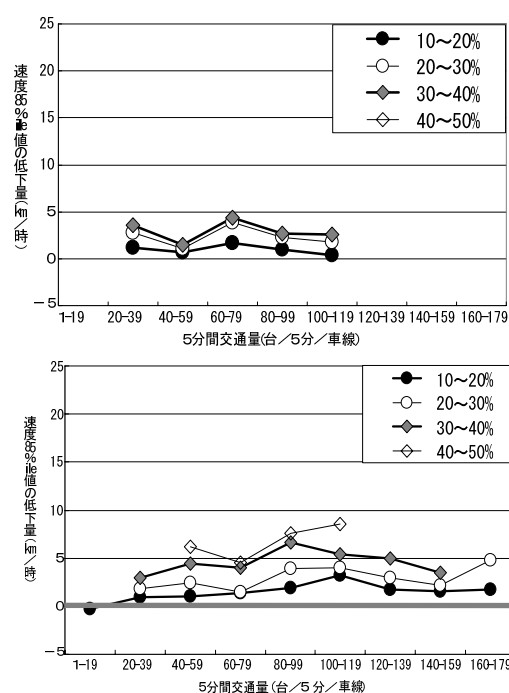


図 3-3-2 大型車混入率別速度低下量(直線部)
[上; 第1車線, 下; 第2車線]

2) 曲線部(6号向島線)

図3-3-3～図3-3-4は、曲線部(6号向島線)の非降雨時(0mm)において、大型車混入率別の $q-v$ 図(車線別)と速度低下量の図である。交通量と大型車混入率の $q-v$ グラフ(図3-3-3)は直線部と同様に直線的に低下する傾向がみられた。しかし、交通量と速度低下量のグラフ(図3-3-4)では直線部とは異なり交通量の増加に伴い速度低下量が増加する傾向がみられた。

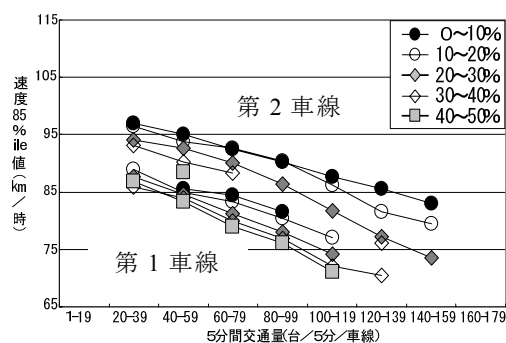


図 3-3-3 大型車混入率別 $q-v$ 図(曲線部)

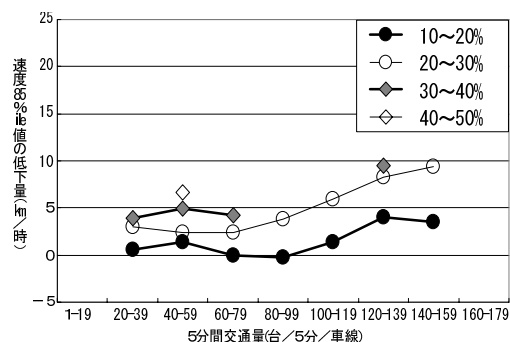
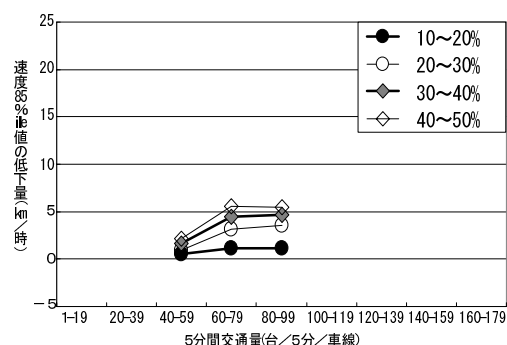


図 3-3-4 大型車混入率別速度低下量(曲線部)
[上；第1車線，下；第2車線]

(2) 降雨量と $q-v$ 関係について

1) 直線部(3号渋谷線)

図3-3-5～図3-3-6は、直線部(3号渋谷線)の大型車混入率10～19%において降雨量別に示した $q-v$ 図と速度低下量の図である。交通量と降雨量による速度低下量のグラフでは、対価量が一定ではなく曲線的な傾向がみられた。また、降雨量が0mmから1mmの間が低下量の幅が最も大きく、降雨量の増大に対してその幅は徐々に小さくなる傾向がみられた。

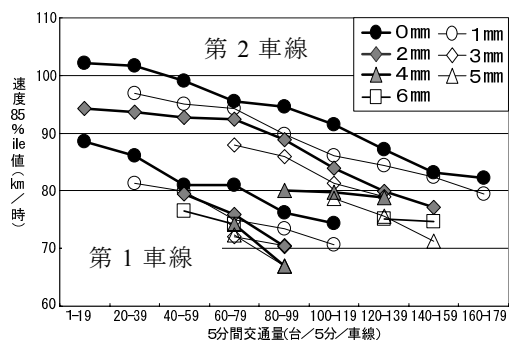


図 3-3-5 降雨量別 $q-v$ 図(直線部)

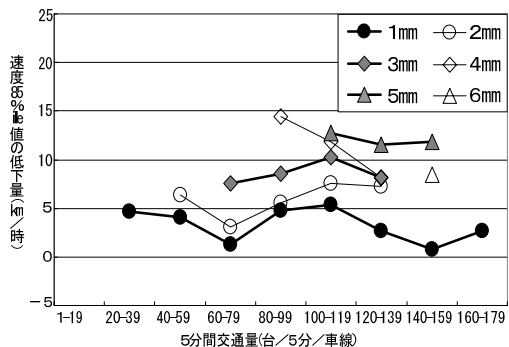
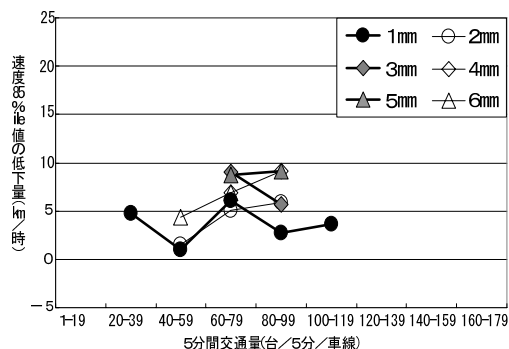


図 3-3-6 降雨量別速度低下量(直線部)
[上 ; 第 1 車線, 下 ; 第 2 車線]

2) 曲線部 (6 号向島線)

図 3-3-7～図 3-3-8 は、曲線部(6号向島線)の大型車混入率10～19%において降雨量別に示した $q-v$ 図と速度低下量の図である。サンプル数が少ないため判断しにくいですが、直線部同様に降雨量が0mmから1mmの間が低下量の幅が最も大きく、降雨量の増大に対してその幅は徐々に小さくなる傾向がみられた。

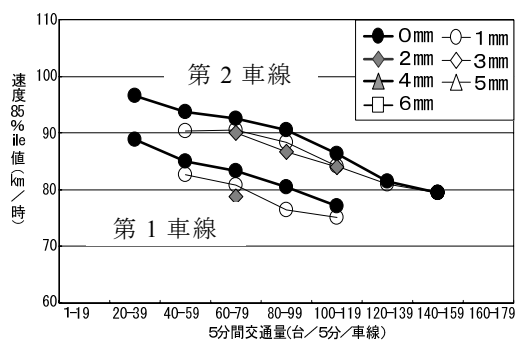


図 3-3-7 降雨量別 $q-v$ 図(曲線部)

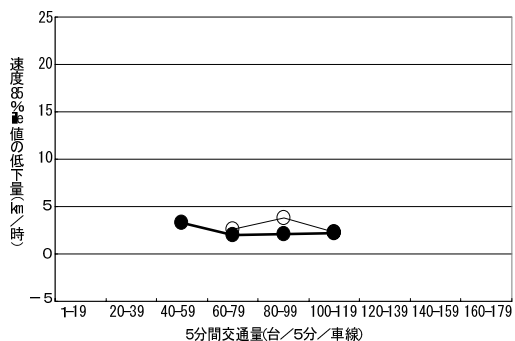
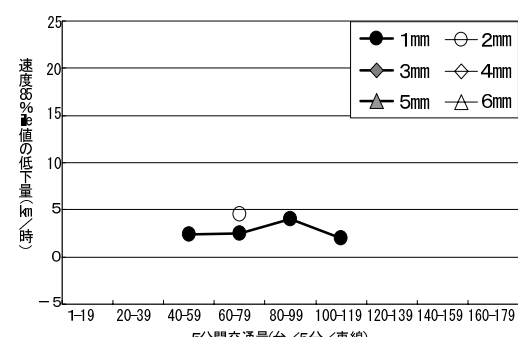


図 3-3-8 降雨量速度低下量(曲線部)
[上 ; 第 1 車線, 下 ; 第 2 車線]

3.4. 速度に影響する要因を考慮した q-v 曲線の定式化

3.4.1 モデル式の構造

q-vモデル式の構造は3つの部分に別けて分析を行った．1つは非降雨時(0mm)・大型車混入率0～9%の条件におけるq-v関係を基準とする基本式である．他の2つの部分は，基本式の条件から，大型車混入率および降雨量が増加した際に関する補正式である．そこで提案するモデル式は，基本式から補正式を減ずる形式(式3. 1)とし，回帰分析を用いてパラメータの推定を行なった．

$$\hat{V}_{85} = V_{85,ideal} - \Delta V_{85,HVR} - \Delta V_{85,Rain} \quad (3. 1)$$

ここに，

$\hat{V}_{85}$ は，推定速度(km/h)

$V_{85,ideal}$ は，基本条件下での速度(km/h)

$V_{85,HVR}$ は，大型車混入率による速度低下量(km/h)

$V_{85,Rain}$ は，降雨量による速度低下量(km/h)

(1) 基本式

大型車混入率によるq-vグラフでは，グラフは直線に近い傾向を示している．一方，降雨量別のq-vグラフでは曲線に近い傾向もみられた．これらより，基本式は線形(1次)の場合と2次の場合の2通りを考えた．しかし，2次で回帰分析を行なった場合，2次項のパラメータが有意とならない路線が多かった．よって，基本式には式3.2を採用した．

$$V_{85,ideal} = a_0 + a_1 Flow_5 \quad (3.2)$$

ここに，

$Flow_5$ は，5 分間交通量(台/5 分/車線)

a_0, a_1 は，パラメータ

(2) 大型車混入率による補正式

交通量と大型車混入率による速度低下量のグラフでは，大型車混入率が増加するにつれて速度低下量は増大した．これより，以下の4つの式を検討した．

$$\Delta V_{85,HVR} = \alpha_0 + \beta_0 \times HVR \quad (3.3)$$

$$\Delta V_{85,HVR} = \beta_0 \times HVR^{\beta_1} \quad (3.4)$$

$$\Delta V_{85,HVR} = \alpha_0 + \beta_0 \times HVR \times Flow_5 \quad (3.5)$$

$$\Delta V_{85,HVR} = \beta_0 \times HVR \times Flow_5^{\beta_1} \quad (3.6)$$

ここに，

HVR は、大型車混入率(%)

β_0, β_1 は、パラメータ

3号渋谷線(直線部)と6号向島線(曲線部)を対象に式3.3～式3.6のパラメータを推定した結果を、表3-4-1、表3-4-2に示す。

ここで、3号渋谷線(直線部)と6号向島線(曲線部)を対象に式3.3～式3.6の回帰分析を行なった。結果は表3-4-1、表3-4-2のとおりである。

表3-4-1 パラメータ推定結果(大型車混入率による補正式・3号渋谷線)

	第1車線					第2車線				
	α_0	β_0	β_1	R^2	n	α_0	β_0	β_1	R^2	n
式3.3	0.080	0.040	/	1.000	3	-0.623	0.101	/	0.993	3
式3.4	/	0.057	0.917	1.000	3	/	0.024	1.348	0.998	3
式3.5	0.172	0.001	/	0.436	9	0.821	0.001	/	0.426	21
式3.6	/	0.004	0.705	0.453	9	/	0.031	0.322	0.680	21

無色は1%有意、淡灰色は5%有意、濃灰色は有意ではないパラメータ

表3-4-2 パラメータ推定結果(大型車混入率による補正式・6号向島線)

	第1車線					第2車線				
	α_0	β_0	β_1	R^2	n	α_0	β_0	β_1	R^2	n
式3.3	-2.761	0.190	/	0.997	4	-4.554	0.299	/	0.883	4
式3.4	/	0.000	4.040	0.909	4	/	0.001	2.541	0.959	4
式3.5	1.440	0.001	/	0.213	15	-0.304	0.003	/	0.620	21
式3.6	/	0.135	-0.093	0.589	15	/	0.030	0.480	0.736	21

無色は1%有意、淡灰色は5%有意、濃灰色は有意ではないパラメータ

表3-4-1、表3-4-2の結果から、大型車混入率と交通量を説明変数とおいた式3.5では、6号向島線第1車線を除いて決定係数(R^2)の値が0.426～0.620と、ある程度良い値が得られた。また、式3.3、式3.4のように大型車混入率のみを用いた場合は、サンプル数が少なく分析ができなかった。また、式3.6では、ほとんどのパラメータの値が有意とならなかった。これらの結果より、大型車混入率による補正式は、大型車混入率と交通量の2つの説明変数により、式3.7を用いることとした。

$$\Delta V_{85,HVR} = \beta_0 \times HVR \times Flow_5$$

(3.7)

(3) 降雨量による補正式

交通量と降雨量による速度低下量のグラフでは，降雨量が増加するにつれて速度低下量は増大した．これより，以下の6つの式を検討した．

$$\Delta V_{85,Rain} = \alpha_0 + \gamma_0 \times Rain \quad (3.8)$$

$$\Delta V_{85,Rain} = \gamma_0 \times Rain^{\gamma_1} \quad (3.9)$$

$$\Delta V_{85,Rain} = \alpha_0 + \gamma_0 \times Rain \times Flow_5 \quad (3.10)$$

$$\Delta V_{85,Rain} = \gamma_0 \times Rain^{\gamma_1} \times Flow_5 \quad (3.11)$$

$$\Delta V_{85,Rain} = \gamma_0 \times Rain \times Flow_5^{\gamma_2} \quad (3.12)$$

$$\Delta V_{85,Rain} = \gamma_0 \times Rain^{\gamma_1} \times Flow_5^{\gamma_2} \quad (3.13)$$

ここに，

$Rain$ は，降雨量(mm)

γ_0 、 γ_1 、 γ_2 は，パラメータ

ここで，3号渋谷線(直線部)と6号向島線(曲線部)を対象に式3.8～式3.13の回帰分析を行なった．結果を，表3-4-3，表3-4-4に示す．

表3-4-3 パラメータ推定結果(降雨量による補正式・3号渋谷線)

	第1車線						第2車線					
	α_0	γ_0	γ_1	γ_2	R^2	n	α_0	γ_0	γ_1	γ_2	R^2	n
式 3.8	0.039	0.966			0.618	7	3.176	1.007			0.632	6
式 3.9		1.206	0.803		0.655	7		2.448	0.809		0.782	6
式 3.10	0.498	0.011			0.541	16	1.874	0.010			0.604	18
式 3.11		0.009	1.191		0.535	16		0.028	0.496		0.667	18
式 3.12		43.873		-0.892	0.667	16		1.496		0.028	0.572	18
式 3.13		26.915	1.071	-0.822	0.578	16		0.025	0.723	0.966	0.801	18

無色は1%有意、淡灰色は5%有意、濃灰色は有意ではないパラメータ

表3-4-4 パラメータ推定結果(降雨量による補正式・6号向島線)

	第1車線						第2車線					
	α_0	γ_0	γ_1	γ_2	R^2	n	α_0	γ_0	γ_1	γ_2	R^2	n
式 3.8	2.883	0.062			0.052	3	-0.693	3.025			0.955	3
式 3.9		0.981	0.011		0.004	3		2.576	0.135		0.958	3
式 3.10	3.268	-0.008			0.168	8	1.792	0.015			0.458	11
式 3.11		0.034	-0.250		0.000	8		0.023	1.067		0.200	11
式 3.12		573.995		-1.485	0.000	8		5.859		-0.195	0.670	11
式 3.13		615.177	-0.127	-1.338	0.346	8		4.898	3.271	-0.617	0.577	11

無色は1%有意、淡灰色は5%有意、濃灰色は有意ではないパラメータ

降雨量と交通量を説明変数とした式3.10～式3.13では、ほとんどのパラメータが有意とならず、決定係数も0.6以下の路線がほとんどであった。一方、降雨量のみにより速度の低下量を推定する式3.8、式3.9は、比較的サンプル数の多い3号渋谷線で決定係数が0.6以上と、ある程度推定精度が高いことがわかった。また、式3.9の方が式3.8よりも、決定係数が良い。以上より、降雨量による補正式として以下の式3.14を用いる。

表3-4-3、表3-4-4の結果から、降雨量と交通量を説明変数とおいた式3.10～式3.13では、ほとんどのパラメータの値が有意とならず、決定係数の値もほとんどの路線で0.6以下とあまり良くなかった。一方、降雨量のみによる速度低下量を示す式3.8、式3.9の決定係数は、比較的サンプル数の多い3号渋谷線で0.6以上と、ある程度相関があることがわかった。また、式3.9のほうが式3.8よりも、決定係数の値が良くなった。これらの結果より、補正式として式3.14を用いることとした。

$$\Delta V_{85,Rain} = \gamma_0 \times Rain^{\gamma_1} \quad (3.14)$$

(4) まとめ

(1)～(3)をまとめると、以下の式3.15のようになる。

$$\hat{V}_{85} = \alpha_0 + \alpha_1 Flow_5 + \beta_0 HVRFlow_5 + \gamma_0 Rain^{\gamma_1} \quad (3.15)$$

3.4.2. パラメータ推定

式3.15のパラメータを推定した結果を表3-4-5、表3-4-6に示す。

表3-4-5 パラメータ推定結果(第1車線)

パラメータ	α_0	α_1	β_0	γ_0	γ_1	R^2	n
3号渋谷線	89.459	-0.148	-0.001	-1.427	0.716	0.923	67
6号三郷線	107.233	-0.123	-0.003	-2.865	0.907	0.962	71
5号池袋線	92.591	-0.117	-0.002	-1.968	0.951	0.980	41
6号向島線	95.591	-0.170	-0.001	-1.771	0.496	0.954	47
直線部	100.283	-0.127	-0.002	-5.025	0.686	0.532	138
曲線部	94.246	-0.145	-0.001	-1.729	0.515	0.956	88

無色は1%有意、淡灰色は5%有意、濃灰色は有意ではないパラメータ

表3-4-6 パラメータ推定結果(第2車線)

パラメータ	α_0	α_1	β_0	γ_0	γ_1	R^2	n
3号渋谷線	102.953	-0.109	-0.002	-1.831	0.917	0.951	87
6号三郷線	107.529	-0.115	-0.003	-3.089	0.722	0.940	68
5号池袋線	100.603	-0.101	-0.003	-1.752	0.975	0.964	43
6号向島線	99.422	-0.075	-0.004	-2.894	0.904	0.921	64
直線部	105.788	-0.117	-0.002	-2.682	0.769	0.929	155
曲線部	99.850	-0.082	-0.003	-2.547	1.021	0.924	107

無色は1%有意、淡灰色は5%有意、濃灰色は有意ではないパラメータ

3.5. おわりに

表3-45, 表3-46から, 第1車線では, 大型車混入率は全て有意な結果となったが降雨量は6号三郷線を除いて有意とはならなかった. 直線部, 曲線部をまとめた結果は, 大型車混入率は直線部で, 降雨量は直線部曲線部ともに有意とはならなかった. 第2車線は, 5号池袋線の降雨量を除いて, 直線部曲線部をまとめたものを含めて有意な結果となった.

したがって, 大型車混入率, 降雨量による速度低下量について, 式3.15である程度表現できると考えられるが, さらにデータを増やして検討する必要がある. また, 今回の分析は一部の路線, 区間の分析に留まっており, 曲線部も $R=200\text{m}$ の区間のみの分析であるので, さらに路線, 区間を増やして首都高速道路全体での分析が必要である.

3章の参考文献

- 1) 芹澤友也等：首都高速道路の実勢速度における幾何構造からの影響要因に関する研究，日本大学理工学部社会交通工学科卒業論文集，2006.
- 2) 財団法人国際交通安全学会：性能照査型道路設計のための交通量・サービス水準に関する研究報告書，pp.53-65，2007.6.

4. 追従状態を考慮した往復2車線道路の性能照査手法

4.1. はじめに

我が国の都市・地域間を連絡する幹線道路は、一部の重交通区間を除きほとんどの区間で往復2車線道路(以下、2車線道路)となっている。2車線道路では、低速車を自由に追越すことができないため車群が形成されやすく、その結果、多車線道路に比べて走行性能が大きく低下することとなる。また、自由に走行できない走行状況、すなわち追従状態が長く続けばドライバーの満足度も低下すると考えられる。

このように都市・地域間を連絡する2車線道路の走行性能を評価するためには、多車線道路のように旅行速度だけでなく、追従状態を的確に評価できる指標、ならびにその評価手法の構築が必要となる。

本章では、2車線道路の追従状態を評価する指標を提案する、また、従来のように追従車をある特定の車頭時間によって判定することの問題点を指摘し、より信頼性の高い追従車の判定方法を構築する。そして、2車線道路の運用状態を評価する手法を開発する。なお、ここでは、信号交差点や追越車線、沿道からの流入出が存在しない基本的な2車線区間を対象とする。

4.2. 分析データの概要

2車線道路の追従状態を分析するため、一般国道19号119.9kp付近(長野県木曾郡大桑村)に設置されている路面埋設タイプの車両感知器(カノーガ)で収集された、生パルスデータを用いる。

4.2.1 観測地点の特徴

(1) 路線の特徴

一般国道19号は愛知県と長野県を結ぶ主要幹線道路であり、交通量(AADT:15,459台)が大きく、大型車の割合(24時間大型車混入率:45.8%)も高い。また、周辺には木曾駒ヶ岳や御岳などの信州の山々が広がり、夏は登山客、冬はスキー客といった多くの観光客が利用する路線でもある。さらに、山間部の路線であり、他の主要路線と交差する箇所も少なく、信号交差点の間隔も疎らである。

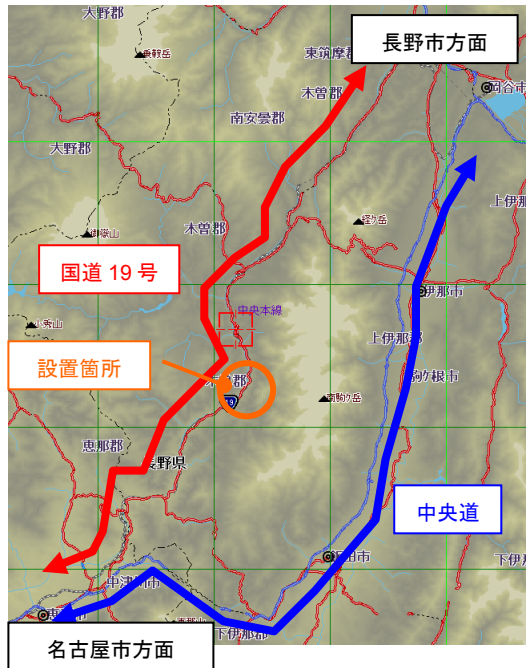


図 4-2-1 観測箇所周辺の状況(1)

表 4-2-1 観測箇所周辺の交通状況(1)※

AADT	15,495
昼夜率	1.52
平日_大型車混入率	45.8
平日係数	1.03
休日係数	0.96

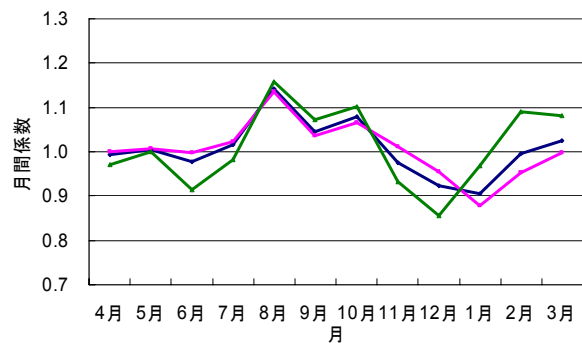


図 4-2-1 観測箇所周辺の交通状況(4)※



図 4-2-1 観測箇所周辺の状況(4)



長野市方面

※“観測箇所の周辺交通状況”は、最寄りの常時観測箇所(上松)の2003年度データを利用

(2) 設置箇所の道路幾何構造

観測機器設置箇所(119.9kp)周辺の平面図、横断面図を次頁の図4-2-2に示す。

上り方向(南行き:SB)はほぼ直線の下り勾配であるのに対し、下り方向(北行き:NB)は緩い左カーブの上り勾配となっている。当該地点の平面曲線はR500と一般道路として比較的緩やかであり走行に大きな影響を及ぼさないと考えられる。一方、縦断勾配は3~4%の区間が200m以上あり速度や追従などの走行に影響を与えていると推測される。

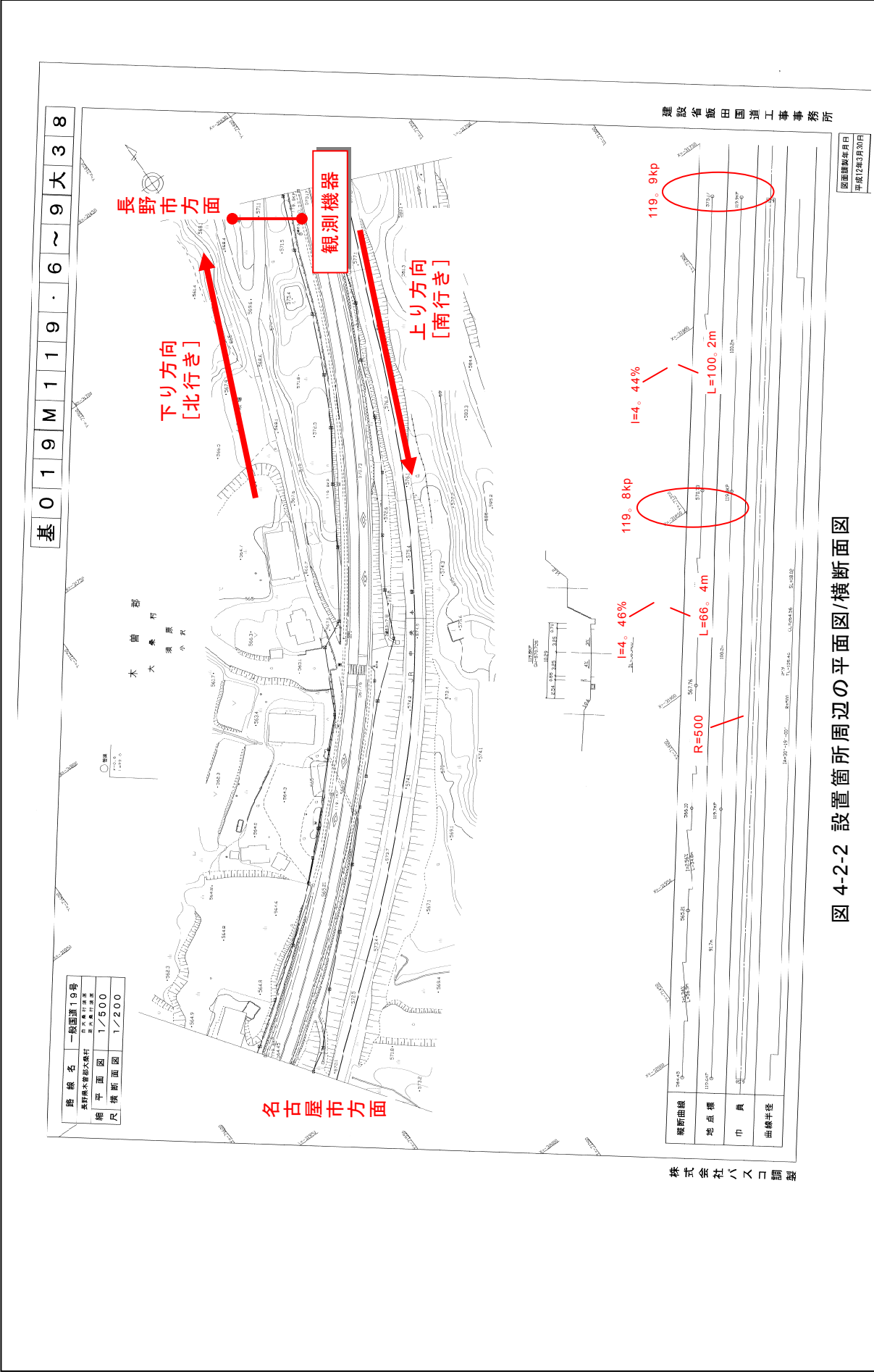


図 4-2-2 設置箇所周辺の平面図/横断面図

建設省飯田国道工事事務所

図面製図年月日
平成12年3月30日

株式会社ハスコ開発

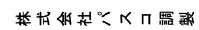


図 4-2-2 設置箇所周辺の平面図/横断面図

4.2.2. 観測地点の交通状況

(1) 車種の判別基準

観測機器によって観測された車長により、通過車両の車種を判別する。「道路構造令の解説と運用」¹⁾では、小型自動車4.7m、小型自動車等6.0m、普通自動車12.0m、セミトレーラ連結車16.5mとされており、この車長を基準に車種を判別することも考えられるが、観測機器の設置条件/環境などによって観測精度が変化するため、これら標準的な基準と必ずしも合致するとは限らない。そこで、観測機器の周辺でビデオ撮影による外部観測調査を実施し、その結果と観測機器の観測データとを比較することで、本観測機器における適切な車種判別基準を設定する。

ビデオ観測は、2006年5月3日に約3時間(9:45～12:35)実施した。その結果、両方向合計で3,470台の車両を観測することができた。なお、ここではビデオ観測の結果をふまえ、車種をバイク、乗用車(PC: Passenger Car)、小型貨物車(SHV: Small Heavy Vehicle)、大型貨物車(LHV: Large Heavy Vehicle)の4つに分類することとする。図4-2-3は、各車種と車長(Vehicle Length)との累積分布図である。バイクの車長が4.0m以上と観測される場合があることからわかるように、観測される車長にはバラつきがある。ここでは各車種の80～90percentile値を参考にし、車種判別の判定基準長を次のように設定する。

- バイク : - 2 m
- 乗用車(PC) : 2 - 4.9 m
- 小型貨物車(SHV) 4.9 - 7.3 m
- 大型貨物車(LHV) : 7.3m -

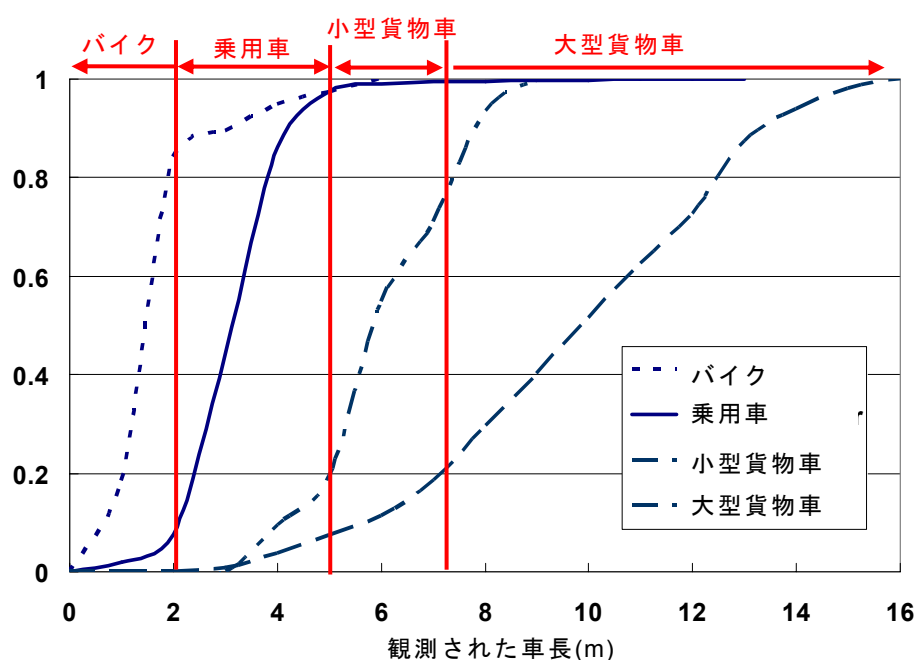


図 4-2-3 車種と車長(観測値)との関係

(2) 交通状況の分析

1) 交通量の変動特性

観測地点の交通量の変動状況を次頁の図4-2-4に示す．なお，ここでは全車に対する貨物車(SHV, LHV)の割合を大型車混入率としている．

平日は，7:00～8:00に朝のピークがあり，9:00ごろに一旦交通量が低下するものの，その後19:00ごろまで交通量は継続的に増加する．大型車混入率は昼間で20～40%，夜間では60～80%となっている，このことから本観測地点では大型車交通量が占める割合が全体的に高いことがわかる．また，時間帯別の方向率にはあまり偏りがみられない．これに対して休日，ピーク時(ゴールデンウィーク:2006/5/3)は，午前中に北行き(NB)の，午後に南行き(SB)の交通量がそれぞれ多く，時間帯による方向率の偏りみられる．これは，午前中に名古屋などから木曽駒ヶ岳や御岳などを訪れる観光目的の交通が午後に帰宅するため，と推測できる．

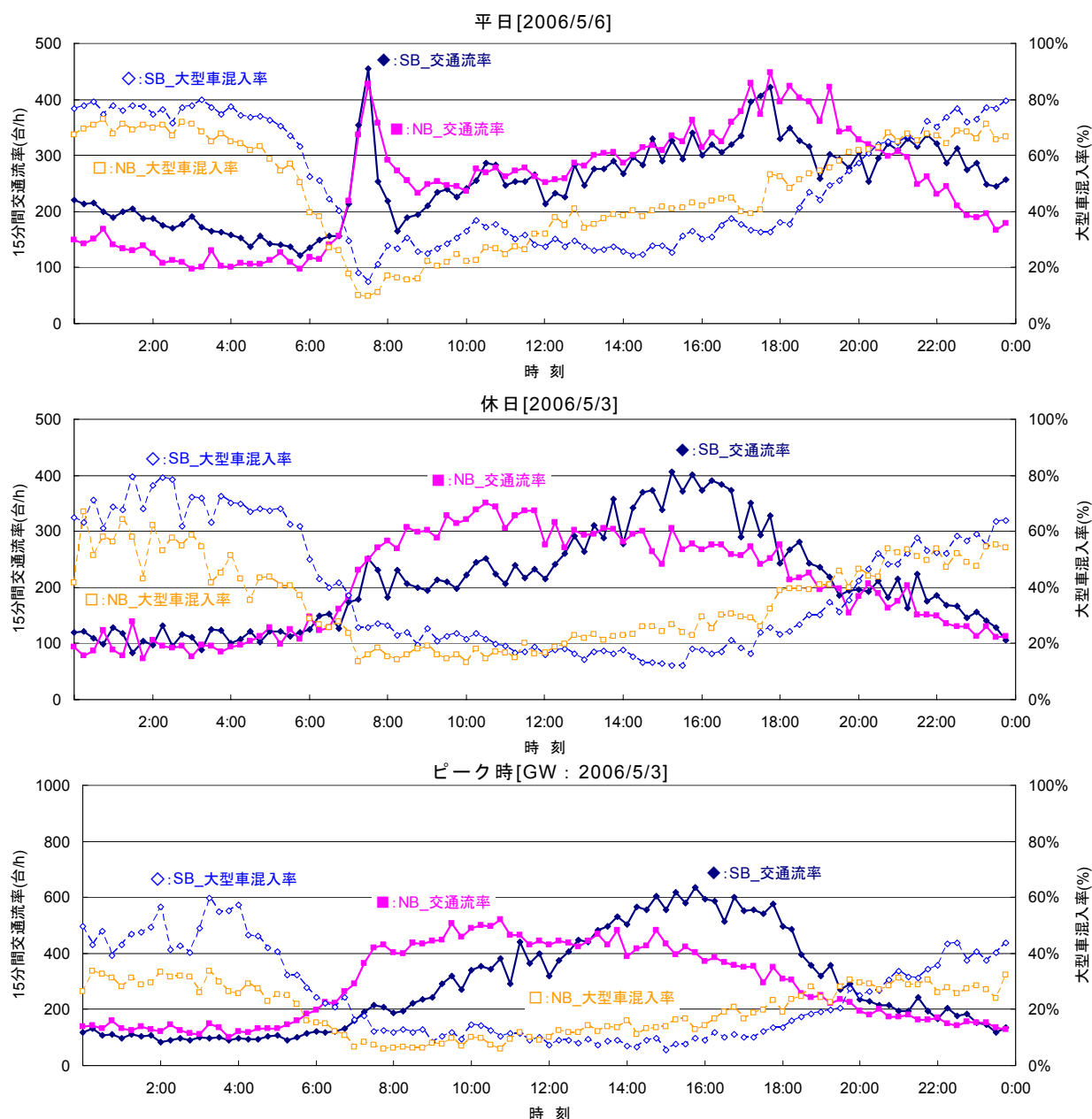


図 4-2-4 曜日別の交通量/大型車混入率の変動

2) 観測地点の走行性能 (q-v 曲線)

2006年5月～9月の5ヶ月間に観測されたデータを用いて、2車線道路の走行性能に影響を及ぼす要因について分析する。なお、ここでは走行性能を速度とし、特にこれに影響を及ぼすと考えられる要因として大型車混入率、追従車率を採り上げる。

a) 大型車混入率

大型車混入率と平均速度の関係(図4-2-5)をみると、大型車混入率に関係なく、各方向の平均速度は南行き(SB)が60～75km/h、北行き(NB)が55～65km/hとなっている。また、この傾向は大型車混入率別の交通量-速度関係(図4-2-6)からもわかる。

これら図から、本観測地点では大型車混入率の増加に伴う速度の低下はみられない。これは、昨年度一般道の交通量-速度関係を分析した結果と同じであり、法定速度が低い一般道では高速道ほど乗用車と大型車との間に速度差が生じないためと考えられる。

また、若干ではあるが、交通量レベルが大きいときに比べ小さいときの方が速度の低下量が大きいことがみてとれる。

なお、図4-2-5、図4-2-6ともに、上り勾配の北行き(NB)よりも下り勾配の南行き(SB)の方が速度が高く、勾配が速度に大きく影響していることがわかる。

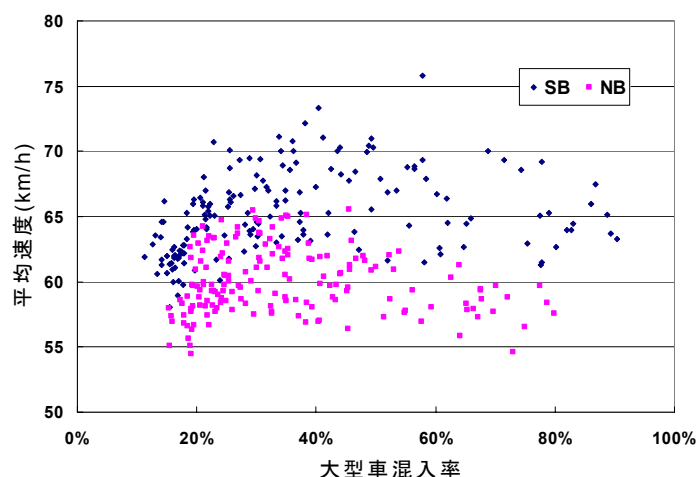


図 4-2-5 大型車混入率と平均速度との関係

2006. 5～9 のデータ

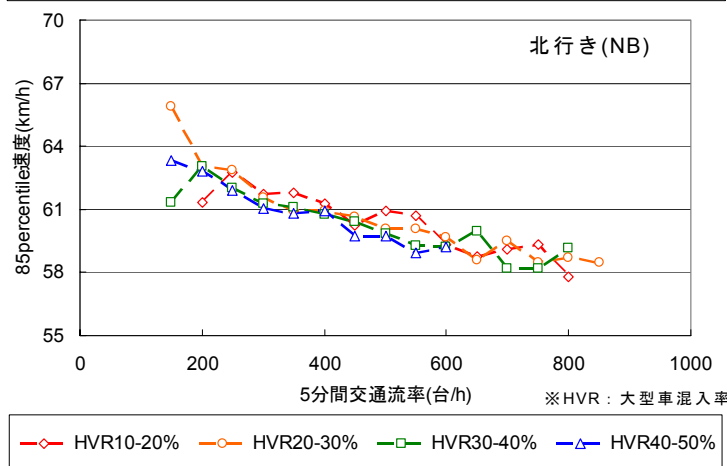
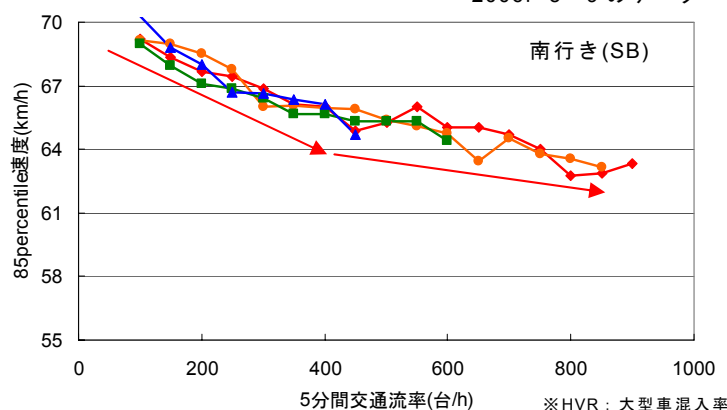


図 4-2-6 大型車混入率別交通量-速度図

2006. 5～9 の平日、昼間、非降雨のデータ

b) 追従車率

追従車の速度は車群の先頭車の速度に抑制されたものである．そのため，たとえ同じ交通量であっても追従車の割合が高ければ，全体が車群の先頭車の速度，すなわち低速車の速度となり，平均速度が低下すると考えられる．なお，ここではHCM2000²⁾の定義に基づき，車頭時間が3秒未満の車両を追従車と定義する．

図4-2-6は追従車率(FP: Follower Percentage)別の交通量-速度図である．これは，平日/昼間/非降雨といった条件に応じて5分間交通流率を50 veh/hごとのグループに分類し，各グループの85percentile速度を求めたものである．これをみると平日/休日に関わらず，追従車率(FP)が高くなると速度が低下することがわかる．また，その低下量は交通量レベルに関係なくほぼ一定の傾向がみられる(図4-2-7(左))のイメージ)．一般的に，交通量レベルが小さいときは追従車率が低い(0-20%FP)サンプルの割合が高く，交通量レベルが大きくなるに従い追従車率が高い(40-60%FP)サンプルの割合が増加することを考慮すると，“交通量レベルが小さいときの速度低下量が大きい”といった，昨年度分析した2車線道路の交通量-速度図の特徴を理解することができる(図4-2-7(右))のイメージ)．

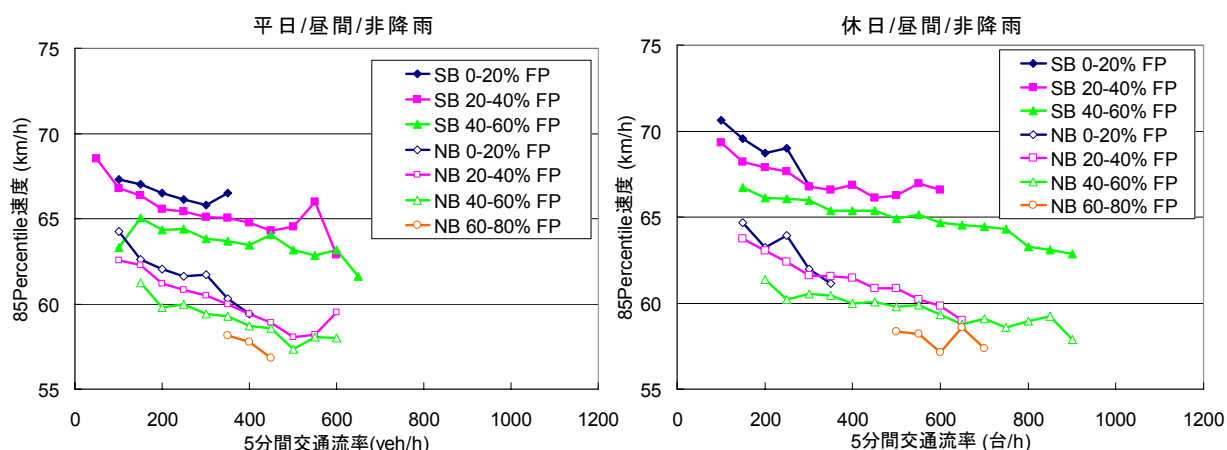


図 4-2-6 追従車率別交通量-速度図

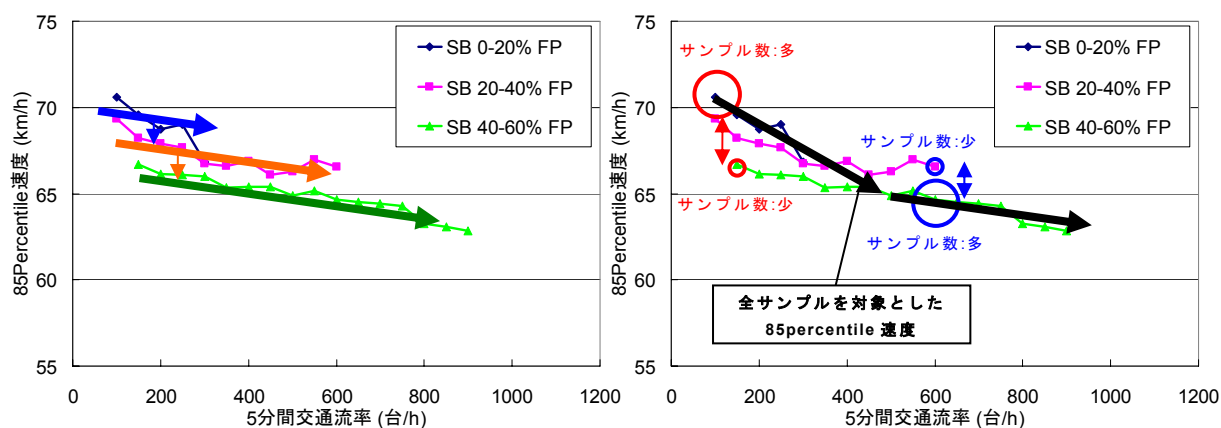


図 4-2-7 2 方向 2 車線道路の交通量-速度図のイメージ

4.3. 2車線道路の性能評価指標の提案

トラフィック機能が重視される2車線道路の性能評価指標の一つとして、追従状態を評価する指標が挙げられる。

HCM2000では、2車線道路の性能評価指標として、平均旅行速度と追従時間率の2つが採用されている、このうち追従時間率(PTSF; Percent Time-Spent-Following)が追従状態を評価する指標に該当する。これら2つの指標は、図4-3-1のように走行方向と対向方向の合計交通量(2方向の交通流率)から推計される。これは対向車線を利用した追越しを前提としたものであり、対向方向の交通量が大きくなるに従い低速車を追越すことができなくなる。その結果、平均速度が低下し、PTSFは増加する。しかし、我が国の2車線道路の多く区間では対向車線を利用した追越しが禁止されており、この交通流率とPTSFの関係をそのまま我が国に適用することは適当とはいえない。

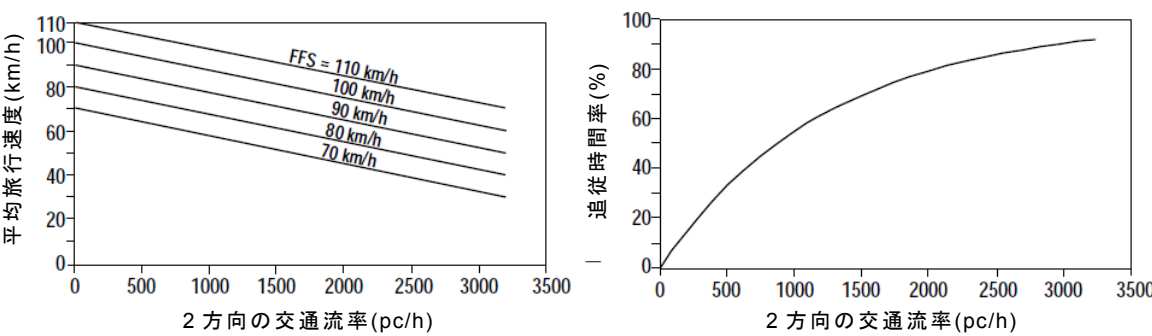


図 4-3-1 平均旅行速度、追従時間率と交通流率の関係

表 4-3-1 往復 2 車線道路(主要幹線道路)のサービス水準

サービス水準	追従時間率(%)	平均旅行速度(km/h)
A	≤ 35	> 90
B	> 35-50	> 80-90
C	> 50-65	> 70-80
D	> 65-80	> 60-70
E	> 80	≤ 60

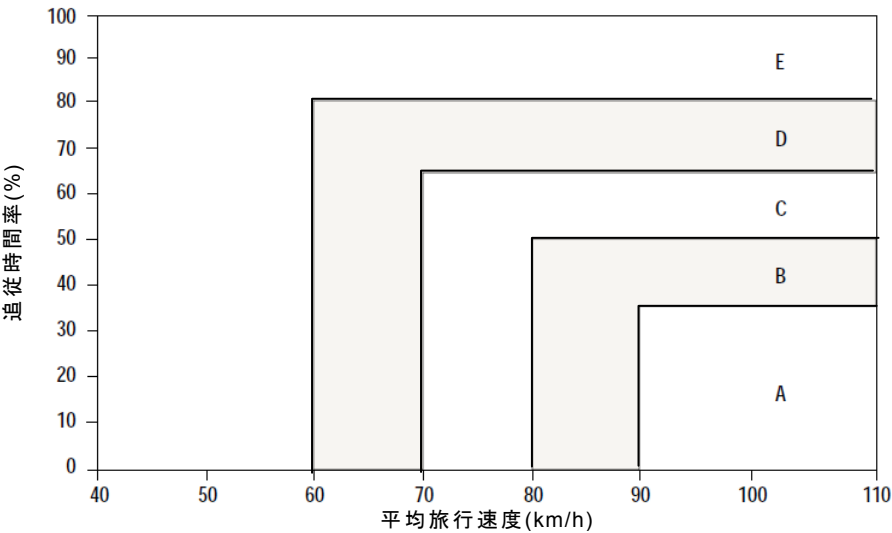


図 4-3-2 往復 2 車線道路(主要幹線道路)のサービス水準

本研究では、追従状態を評価する指標として“追従車密度(FD; Follower Density)”を提案した。追従車密度は生パルスデータから把握できる追従車の割合(FP ; Follower Percentage)と交通密度との積によって求められる。

図4-3-3は、車両感知器で観測されたFDと5分間交通流率、平均速度との関係を示したものである。FDと5分間交通流率との間にはほぼ直線的な関係がみられる。また、追従車密度と平均速度もほぼ一定の関係があることがわかる。つまり、通常の車両感知器で観測される交通量(5分間交通流率、時間交通量)や平均速度により、FDを推定することができる。

このように、FDは比較的容易に観測・推計することができ、2車線道路の追従状態を評価するサービス水準指標として利用しやすいものといえる。

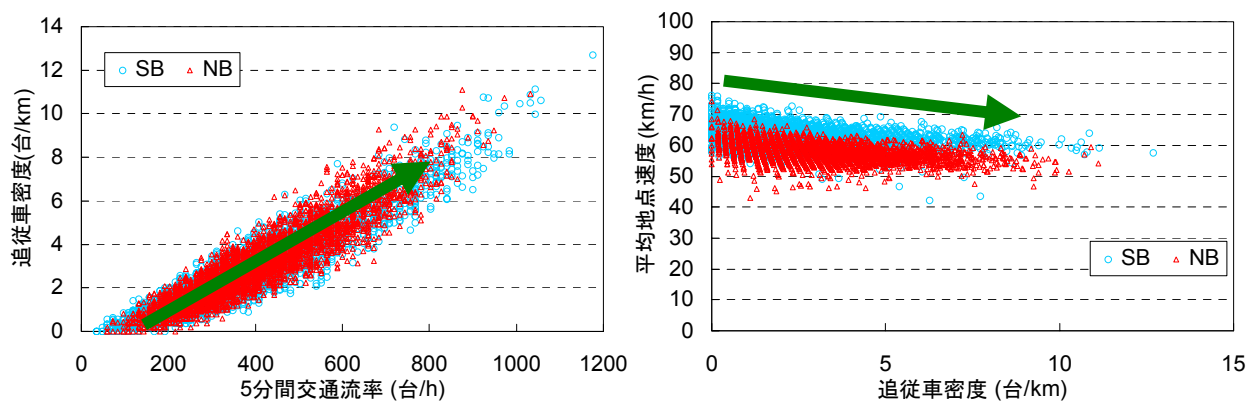


図 4-3-3 5 分間交通流率、平均速度と追従車密度との関係

※ここではHCM2000の定義に従い、車頭時間3秒未満の車両を追従車とした。

4.4 追従車判定方法の構築

4.4.1. 追従車の定義のあり方

HCM2000では、車頭時間が3秒以内の走行車を一律に追従車と定義している。これは、実務レベルで追従車を測定・判定するための便宜上の判定方法であるといえる。しかし実際には、各ドライバーの特性や、交通量、構造条件、天候など様々な交通状況によって、追従車の定義は異なるべきはずである。このため、これらの要因を考慮せず一律に追従車を定義することは、必ずしも的確に追従車を判定しているとは言えない。その他の既往研究においても、各々の研究成果をふまえ追従車を判定する車頭時間を3.5秒、4.0秒と一律に定義しているものが多い。しかし、このように車群の判定基準・定義が異なることは、追従状態を分析する上で大きな問題となる。Taylor, et al.³⁾は、地方部の幹線道路において車群モデルを比較し、各研究で提案されている追従車の定義の違いによって生じる問題を示している。Botma, et al.⁴⁾やHoogendoorn and Botma⁵⁾は、実際に観測される追従車の車頭時間がおよそ8秒程度となる場合もあることを明らかにしている。

本研究では、図4-4-1に示すようにドライバー特性に応じて追従車の車頭時間や希望速度が変化するものとする。また、これら車頭時間や希望速度は、交通状況の違いによってさらに大きく変化するはずである。すなわち、従来の研究のようにある一定の車頭時間未満を一律に追従車と定義するのではなく、「走行速度が低い先行車によって、ドライバーが希望速度以下で走行することを強いられている車両」を追従車と定義する。この定義の方がより論理的であり、現実的であるといえる。また、希望速度よりも低い速度で走行する時間の長さは、ドライバーの満足度と直接関係すると考えられるため、このように追従車をより適切に定義することは、利用者の満足度も考慮し2車線道路の走行性能を評価することになる。

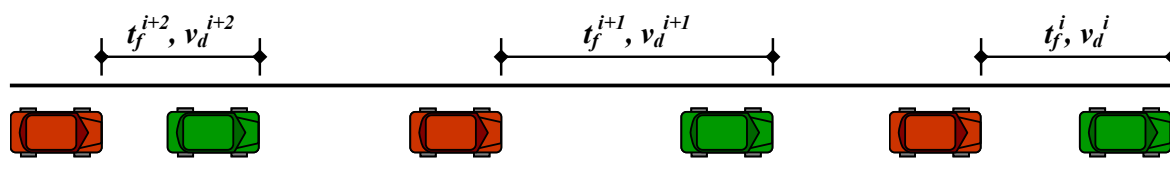


図4-4-1 ドライバー特性の違いによる車頭時間と希望速度のバラつき(イメージ)

4.4.2 車頭時間に基づく追従車確率

ドライバー特性や交通状況に応じて追従車の車頭時間が変化することは先に述べたが、この観点より追従車を定義するためには、これら様々な条件に応じて変化する追従車を判定する方法が必要となる。論理的には、先行車との車頭間隔が近いほど追従車である確率は高いといえる。言い換えれば、車頭時間が増加するにつれ追従車である確率は低くなる。仮に、車頭時間が増加すると追従車の占める割合が減少するとし、また、それ以上大きくなると追従車が存在しなくなる車頭時間(；最大車頭時間 t_{crit})が存在するならば、車頭時間に基づく追従車の確率関数 $P(Foll|t)$ は、図4-4-2のように仮定することができる。これは車頭時間が増加するにつれ追従車である確率の低下率が大きくなるものである。

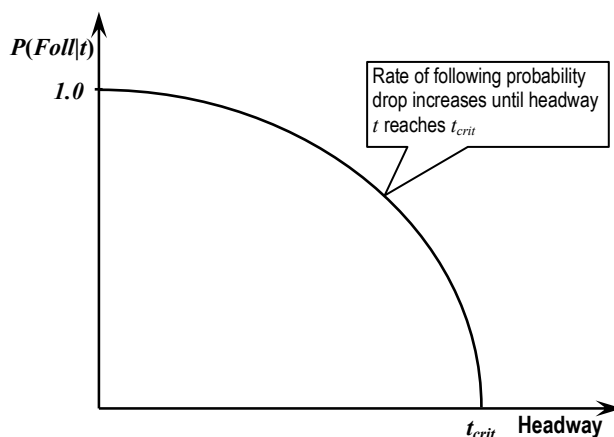


図4-4-2 車頭時間に基づいた追従車確率関数 $P(Foll|t)$ のイメージ

異なる交通状況下(交通条件、道路条件、気象条件など)での条件付き確率関数 $P(Foll|t)$ を推計するためには、まず、それぞれの車頭時間分布モデルを推計しなければならない。

車頭時間分布モデルは、大きく2つのタイプがある⁶⁾。それは、観測された車頭時間の分布特性から特定される統計分布(正規分布、Weibull分布など)を用いる単純モデルと、追従車と自由走行車(以下、非追従車)の車頭時間分布モデルを合成することによって得られる複合モデルである。単純モデルは、観測データから車頭時間分布に必要ないくつかのパラメータを推定するだけでよいが、追従車/非追従車の割合を明確にすることは難しい。これに対して、複合モデルは、追従車の車頭時間分布を得ることができるが、単純モデルに比べて多くのパラメータを推定しなければならず、また推定手順自体も煩雑である。

最近の数十年にわたって、いくつかの車頭時間分布モデルが提案されている。Cowan⁷⁾は、必ずしも複雑な数学的問題を解くことなく、追越し禁止区間の走行状況をより現実的に推計できるM3、M4モデルというものを提案している。また、Branston⁵⁾によって定式化されたBGQ(Branston's Generalized Queuing Model)として一般的に知られている待ち行列モデルでは、追従車と非追従車とを区別し推計することができる。一方、Buckley⁸⁾

によって提案された複合モデルは、非追従車と追従車の両方の構成を求め、それにより全体の車頭時間分布を推計するといったものである。Semi-Poisson モデルとして広く知られているこのモデルの一般的な構造は、次の確率密度関数 $f(t)$ によって表される。

$$f(t) = \phi g(t) + (1 - \phi)h(t) \quad (4.1)$$

ここで、 $g(t)$ は追従車、 $h(t)$ は非追従車であり、 ϕ は追従車の比率である。追従車が存在しないとき($\phi=0$ のとき)は、全ての車頭時間は非追従車のものであり、これはランダム到着を表す指数関数によって表現できる。

このとき、複合車頭時間分布モデルとそれを構成する要素(全走行車、非追従車、追従車)の理論的な構造は図4-4-3のように表すことができる。車頭時間 t が小さいときは、多くの車両が追従車であるため、追従車 $g(t)$ の占める割合が多くなり、車頭時間 t が大きくなるにつれ非追従車 $h(t)$ の占める割合が増加する。但し、図4-4-3では追従車の車頭時間 t の上限を最大車頭時間 t_{crit} とする。

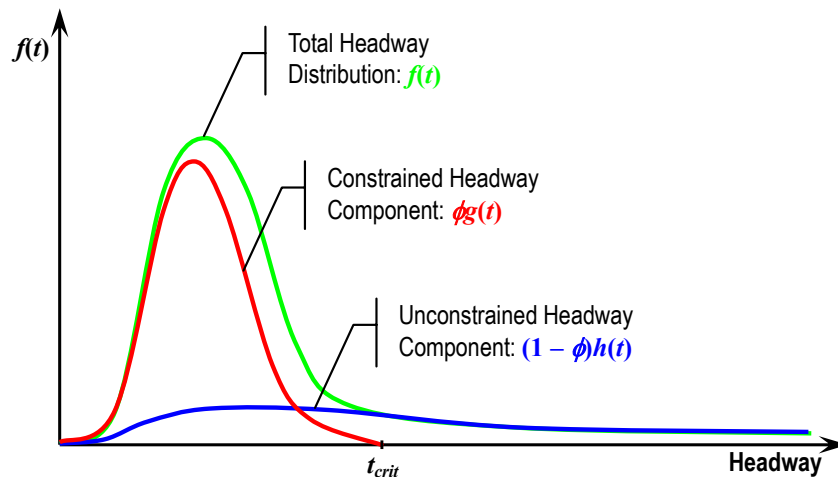


図4-4-3 複合車頭時間分布モデルの理論的構造

(1) ノンパラメトリック手法による複合車頭時間分布モデル

複合車頭時間分布モデルには、いくつかの推定手法がある。

いくつかの研究では、追従車の車頭時間分布を正規分布などの特定の分布形を仮定し、モデルのパラメータを推定している。しかし、本研究では、Wasielowski⁹⁾によって提案されたノンパラメトリック手法を用いてこのモデルを推定する。これは、観測された車頭時間分布の積分であるSemi-Poisson モデルによって表される。

ここでは便宜上、基本モデル(4.1)の構造を $g_I(t) = \phi g(t)$ 、 $h_I(t) = (1 - \phi)h(t)$ と定義し、次のように示す。

$$f(t) = g_1(t) + h_1(t) \quad (4.2)$$

車頭時間が十分大きくなると全車両が自由走行, すなわち非追従車となると仮定し, その車頭時間分布を次の指数関数によって表す.

$$f(t) = h_1(t) = A\lambda e^{-\lambda t} \quad (4.3)$$

$t > T$ のとき, パラメータ A は式 $(1 - \phi)/B$ によって表すことができる.

$$B = \int_0^\infty \lambda e^{-\lambda t} \int_0^t g(s) ds dt \quad (4.4)$$

なお, A と λ (; 非追従車の比率) の両パラメータの詳細は, Buckley⁸⁾ と Wasielewski¹⁰⁾ のとおりである. また, ここで T とは追従車の存在が無視できるような車頭時間 (; t_{crit}) のことであり, 以下, 臨界車頭時間とする.

しかし, 車頭時間 t が臨界車頭時間 T よりも小さい ($t < T$) と, 非追従車の車頭時間分布 $h(t)_1$ は指数関数ではなく, この指数関数から「車頭時間 t よりも大きな場合でも追従車である車両の台数(比率)」を取除き, 追従車の影響を考慮できるように修正する必要がある. このとき車両は希望した追従車頭時間以下では走行しないと仮定する. ここでは, これを次式によって修正する.

$$p(t) = \int_t^\infty g(s) ds \quad (4.5)$$

$$h_1(t) = A\lambda e^{-\lambda t} [1 - p(t)] = A\lambda e^{-\lambda t} \left[1 - \int_t^\infty g(s) ds \right] \quad (4.6)$$

追従車の車頭時間分布 $g(t)$ は式 4.1 と式 4.2 より $g(t) = \frac{f(t) - h_1(t)}{\phi}$ と与えられ, 非追従車の車頭時間分布 $h(t)_1$ は次の式によって表される.

$$h_1(t) = \frac{A\lambda e^{-\lambda t}}{\phi} \int_0^t [f(s) - h(s)] ds \quad (4.7)$$

パラメータ A と λ は, 臨界車頭時間 T よりも大きな車頭時間データからノンパラメトリック手法を用いて推計する.

まず, λ は最尤推定法によって次のように与えられる.

$$\hat{\lambda} = \left[\frac{1}{m} \sum_i (t_i - T) \right]^{-1} \quad (4.8)$$

ここで m は、臨界車頭時間 T よりも大きな車頭時間のサンプル数である。

このとき、観測された車頭時間の総数 n を用いれば、パラメータ A を次式により推定できる。

$$\hat{A} = \frac{m}{n} e^{\hat{\lambda} T} \quad (4.9)$$

これらの推計値を組合せ、式4.7を変形すると、非追従車の車頭時間分布 $h(t)_I$ は次のように表すことができる。

$$\hat{h}_1(t) = \hat{A} \hat{\lambda} e^{-\hat{\lambda} t} \left\{ 1 - \frac{1}{\hat{\phi}} \int_t^\infty \left[\hat{f}(s) - \hat{h}(s) \right] ds \right\} \quad (4.10)$$

このとき ϕ は以下のようになる。

$$\hat{\phi} = \int_0^\infty \left[\hat{f}(s) - \hat{h}_1(s) \right] ds \quad (4.11)$$

$(i-1)$ から i まで積分すると、次式のようになる。

$$\hat{h}_1^{(i)}(t) = \hat{A} \hat{\lambda} e^{-\hat{\lambda} t} \left\{ 1 - \frac{1}{\hat{\phi}^{(i-1)}} \int_t^\infty \left[\hat{f}(s) - \hat{h}_1^{(i-1)}(s) \right] ds \right\} \quad (4.12)$$

なお、以上の式展開は、Wasielewski⁹⁾とHoogendoorn¹¹⁾に詳細に示されている。

(2) 条件付き追従車確率関数 $\theta(t)$

(1)で述べた手順に従い非追従車の車頭時間分布 $h(t)_I$ が明らかになれば，追従車の車頭時間分布 $g(t)$ は，式4.2によって推定できる．この結果，複合車頭時間分布モデルの全ての構成要素(全走行車，自由走行車，追従車)が推定でき，車頭時間に基づく追従車確率関数 $\theta(t)$ は，全走行車に対する追従車の比率として求めることができる．このとき条件付き確率関数 $\theta(t)$ は次のようになる．

$$\theta(t) = \frac{g_1(t)}{f(t)} \quad (4.13)$$

ここで， $g(t)$ は追従車の車頭時間分布であり， $f(t)$ は観測された全車両の車頭時間分布である．この確率関数は，この後推計する希望速度分布でも利用する．

4.4.3. 速度に基づく追従車確率

追従車の車頭時間同様に，ドライバー特性に応じて各ドライバーが希望する走行速度は異なるはずである．比較的車頭時間が小さな車両を追従車と判定する際に，この希望速度の違いが問題となる．実際，ドライバーの希望速度は走行する目的や時刻などに応じて変化するし，たとえ同じトリップであっても交通状況によって異なる．しかし，これら現象の解析は複雑すぎるため，現在の研究および技術水準では定量的に分析することは難しい．本研究では，「各ドライバーには，交通状況に応じた希望速度があり，これは交通状況が変わらない限り一定である．」と仮定する．これに基づく，希望速度はある特定の交通状況下における最大走行速度となる．また，走行速度が希望速度よりも低いということは，低速車に追従しているといえる．

以上の仮定に基づき，走行速度から追従車である確率を推定する手法を構築する．ここで，仮にドライバーの希望速度がある特定の分布関数 $f_d(v)$ に従うとし，速度 v_i のときに非追従車である確率を次のように表す．

$$P(Free | v_i) = \int_0^{v_i} f_d(v) dv \quad (4.14)$$

この分布関数，および速度 v_i のときに非追従車である確率が与えられれば，速度 v_i で走行するドライバーが追従車である確率，ドライバーが希望速度以下で走行している確率は，単純に $1 - P(Free | v)$ ，または以下の式により表される．

$$P(Foll | v_i) = 1 - \int_0^{v_i} f_d(v) dv = \int_{v_i}^{\infty} f_d(v) dv \quad (4.15)$$

希望速度の方が実際に観測された速度 v_i よりも大きい確率は、図4-4-4の関数 $f_d(v)$ の網掛け部分となる。

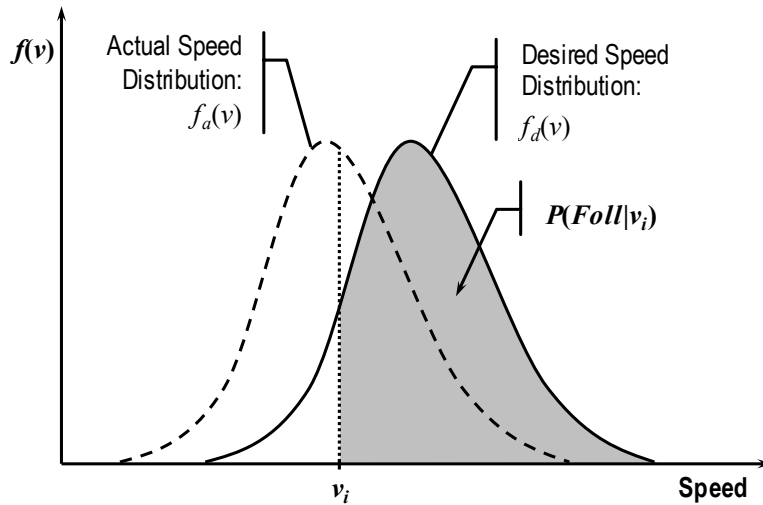


図4-4-4 速度に基づく追従車確率のイメージ

しかし、この概念を適用するためには、希望速度分布を推定しなければならない。このとき、観測された非追従車の速度分布を単純にプロットし推定する方法が考えられるが、これには「観測された走行車をどのようにして非追従車、もしくは追従車と判定するのか」という問題が生じる。当然、HCM2000のように特定の車頭時間を定め、これにより判定することも一つではなるが、先に述べたように追従車は特定の車頭時間ではなく、交通状況に応じて適切に定義しなければならない。このため、この方法は必ずしも適当とはいえない。また別の方法として、明らかに追従車が存在しない臨界車頭時間 T よりも大きな車頭時間により非追従車を判定することも考えられる。しかし、これは、実際には希望速度で走行しているにも関わらず、車頭時間が小さいために速度分布を推定する際の対象とならない車両が存在する場合が考えられる。その結果、正確な分布を推定できない惧れがある。すなわち、比較的小さな車頭時間であっても希望速度で走行しているか否かを判定できる手法が必要なのである。

(1) 希望速度分布モデル

ここでは、非追従車の速度分布が希望速度分布と等しいと仮定する。

Hoogendoorn¹¹⁾によって、自由走行速度分布(；希望速度分布)を推定する手法が提案されている。これは、部分的な観測値によって分布を推定することができるノンパラメトリック手法の一つである修正Kaplan-Meier法を改良したもので、次のように与えられる。

$$\hat{S}(v^0) = \prod_{j=1}^{n_{v^0}} \left(\frac{n-j}{n-j+1} \right)^{\delta_j} \quad (4.16)$$

ここで、希望速度 v^0 (i.e. $v_j \leq v^0$, $j=1, \dots, n_{v^0}$)と等しい、もしくはそれよりも小さい速度 v_i のサンプル数を n_{v^0} とし、分析データの総サンプル数を n とする。そして、 δ_j

を追従車ダミーとする($\delta_j = 0$ ならば非追従車, $\delta_j = 1$ ならば追従車).

この関数に, 先に述べた条件付き確率関数 $\theta(t)$ を代入する. その結果, 生存関数 $\hat{S}_\infty(v^0)$ が次式のように表される. なお, この式展開の詳細はHoogendoorn¹¹⁾を参考されたい.

$$\hat{S}_\infty(v^0) = \prod_{j=1}^{n_0} \left(\frac{n-j-1}{n-j-\theta_j} \right) \quad (4.17)$$

非追従車の生存関数を上記の式により推定すると, 非追従車の累積分布関数 $\hat{F}_\infty(v^0)$ は以下ようになる. なお, 最初の仮定に基づけば, 希望速度の累積分布関数 $F_d(v)$ は, 非追従車の累積分布関数 $\hat{F}_\infty(v^0)$ によって表される.

$$\hat{F}_\infty(v^0) = F_d(v) = 1 - \prod_{j=1}^{n_0} \left(\frac{n-j-1}{n-j-\theta_j} \right) \quad (4.18)$$

(2) 追従車確率関数 $S(v)$

図4-4-4に示すように速度に基づき理論的に追従車を判定するためには, 式4.15のように希望速度の確率密度関数 $f_d(v)$ を速度 v_i から ∞ まで積分し, 追従車の確率関数を算出しなければならない. 希望速度の累積分布関数 $F_d(v)$ は関数 $f_d(v)$ を積分したものであり, 式4.15は次のように表される.

$$P(Foll | v_i) = 1 - F_d(v_i) = S_d(v_i) \quad (4.19)$$

式4.17と式4.19は同じ関数のようではあるが, 実際には大きく異なる. 式4.17は, 離散型の生存関数に基づくものであり, 観測データの取得状況が希望速度の累積分布の推定に大きく依存する. つまり, これは連続型の累積分布ではない. 一方, 式4.19は, 連続型の生存関数を仮定しており, 速度 v_i により車両 i が追従車である確率を表している. 言い換えれば, 式4.19は, 式4.17で得られた離散型の累積分布に最も合致する連続関数なのである. 速度に基づく追従車確率関数の一般的な分布形状は図4-4-5のように考えられる.

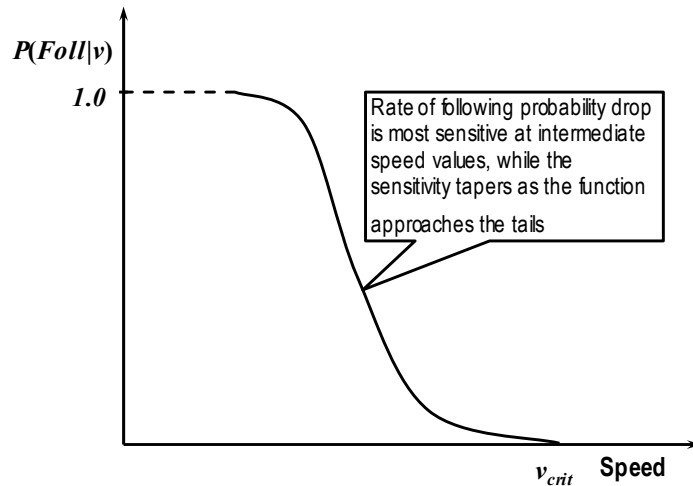


図4-4-5 速度に基づく追従車確率 $P(Foll|v)$ のイメージ

4.4.4. 追従車の定義と判定方法

現在，追従車の定義のほとんどが特定の車頭時間を基準としたものであり，これは実際の追従状態を単純化したものといえる．たとえば，HCM2000では車頭時間3秒未満の走行車を追従車としており，走行車の速度は追従車の判定に考慮されていない．しかし実際には，車頭時間が小さな走行車であっても，必ずしも追従車であるとは限らず，先行車とほぼ同じ希望速度で走行している可能性もある．また，希望速度が低い走行車が必ず車群の先行車となるわけでもない．つまり，追従車を定義する場合には，車頭時間もしくは速度のどちらか一方のみではなく，両方の影響を考慮しなければならない．

本研究では，追従状態に影響を及ぼす主要因を考慮し，車頭時間と速度の両方を用いて追従車を判定する手法を構築する．なお，このとき，ドライバー特性や交通状況の違いに応じて車頭時間や希望速度が変化することに十分留意しなければならない．4.4.2や4.4.3で，車頭時間や速度に基づく追従車確率の理論的な考え方，およびモデル構造について述べたが，ここではこれら2つの追従車確率を組合せ，追従車を判定する方法を検討する．

(1) 本研究における追従車の定義

ここでは追従車を「走行速度が低い先行車によりドライバーが希望速度以下，かつ最小車頭時間によって走行することが強いられている車両」と定義する．このとき，車頭時間および希望速度に特定の臨界値は設けず，交通状況に応じて変化するものとする．

(2) 統計的独立

確率論において、事象とは標本空間の部分集合のうちから選択されるものと定義される。標本空間 S が与えられ、その中に事象 A と事象 B の2つの異なる事象が存在するとき、これら2つの事象が共通する部分は、同時に両方の事象が生じることを意味する。これを図示したものが図4-4-6であり、事象 A と事象 B の共通する部分は $A \cap B$ と表される。

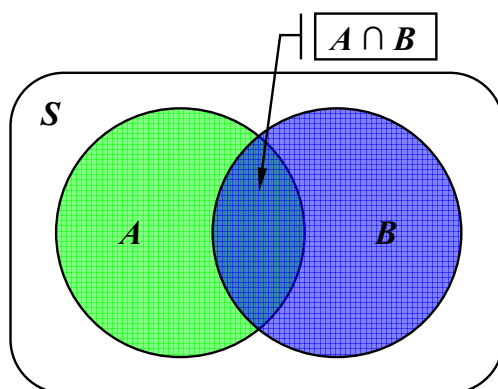


図4-4-6 標本空間 S における事象 A と事象 B の関係図

たとえば、様々な生物が生息する標本空間 S があり、「空を飛ぶことができる」という事象 A と、「足が2本である」という事象 B がある。このとき、鳥やコウモリなどは、この2つの事象に共通する生物であり、図4-4-6の中の青緑の部分に属することとなる。しかし、どちらか一方の事象のみである、ミツバチやその他の飛べる昆虫は緑の部分に、人間やサルなどは青の部分に属する。また、魚やへび、植物など両方の事象を満たさない生物は白の部分となる。

また、ある事象が他の事象の影響を受けず無関係に生じるとき、これら2つの事象は統計的に独立であるといえる。そして、事象 A と事象 B が独立であるならば、次の式が成立する。

$$P(A \cap B) = P(A)P(B) \quad (4.20)$$

ここで、事象 A を車頭時間に基づく追従車 ($; A = Foll_{headway}$)、事象 B を速度に基づく追従車 ($; B = Foll_{speed}$)とする。そして、これら2つの事象は互いに影響を及ぼし合わない独立であると仮定し、両事象が同時に発生する車両を追従車と判定する。

観測データを用いた $Foll_{headway}$ と $Foll_{speed}$ の統計的独立性の検証

$Foll_{headway}$ と $Foll_{speed}$ の統計的な独立性を検証するため、観測データを用いて式4.20が成立するかどうか確認する。

まず、連続して観測された10台の走行車のデータを無作為に抽出する(表4-4-1)。

表4-4-1 $Foll_{headway}$ と $Foll_{speed}$ の統計的独立性を検証するためのサンプルデータ

Veh. No.	通過日時	速度 (km/h)	車長 (m)	車種	車頭時間 (sec)
1	2006/5/3 16:28:11.46	70.6	4.3	PC	12.35
2	2006/5/3 16:28:59.94	64.7	4.5	PC	48.48
3	2006/5/3 16:29:06.81	59.0	10	HV	6.87
4	2006/5/3 16:29:10.39	59.0	3.3	PC	3.58
5	2006/5/3 16:29:13.94	59.3	4.8	PC	3.55
6	2006/5/3 16:29:16.02	59.0	4.3	PC	2.08
7	2006/5/3 16:29:19.60	59.3	4.1	PC	3.58
8	2006/5/3 16:29:21.50	64.7	3.9	PC	1.90
9	2006/5/3 16:29:25.92	64.7	9.3	HV	4.42
10	2006/5/3 16:29:28.24	64.7	4.2	PC	2.32

ここで追従車を判定するための車頭時間と速度の臨界値を適当に定め、「車頭時間に基づく追従車」と「速度に基づく追従車」とを判定する。表4-4-2は、追従車を判定する臨界値を、車頭時間(sec)～2.0, ～2.5, ～3.0, ～3.5, ～4.0, ～4.5, ～5.0と、速度(km/h)～50, ～55, ～60, ～65, ～70, ～75, ～80と定義し、各臨界値における追従車の台数と確率を算出した結果である。但し、ここではその他の影響要因について考慮しない。

表4-4-2 特定の臨界値を追従車の判定基準とした場合の追従車台数と確率

Veh. No.	車頭時間に基づく追従車判定基準(sec)							速度に基づく追従車判定基準(km/h)						
	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0	50	55	60	65	70	75	80
1													1	1
2											1	1	1	1
3										1	1	1	1	1
4					1	1	1			1	1	1	1	1
5					1	1	1			1	1	1	1	1
6		1	1	1	1	1	1			1	1	1	1	1
7					1	1	1			1	1	1	1	1
8	1	1	1	1	1	1	1				1	1	1	1
9						1	1				1	1	1	1
10		1	1	1	1	1	1				1	1	1	1
Total	1	3	3	3	6	7	7	0	0	5	9	9	10	10
Prob.	0.1	0.3	0.3	0.3	0.6	0.7	0.7	0	0	0.5	0.9	0.9	1	1

車頭時間および速度に基づく追従車の判定基準が統計的に独立であることを証明するためには、これら2つの発生確率の積[$P(Foll_{headway}) * P(Foll_{speed})$]が、 $P(Foll_{headway} \cap Foll_{speed})$ によって与えられる両事象の同時発生確率と等しいことを示す必要がある。ここでは、表4-4-2のように車頭時間および速度の臨界値をそれぞれ7個ずつ設定しており、合計49個の組合せが考えられる。これを用いて $P(Foll_{headway} \cap Foll_{speed})$ と $[P(Foll_{headway}) * P(Foll_{speed})]$ の関係を比較評価する。この関係を比較した結果を図4-4-7に示す。

図上のプロットの数49より少ないが、これは検証に用いた車両が10台と少なく重複する組合せが多数存在したためである。しかし、この図から $P(Foll_{headway} \cap Foll_{speed})$ と $[P(Foll_{headway}) * P(Foll_{speed})]$ がほぼ等しいことがわかる。すなわち、車頭時間に基づく追従車確率 $P(Foll_{headway})$ と速度に基づく追従車確率 $P(Foll_{speed})$ は独立であるといえる。

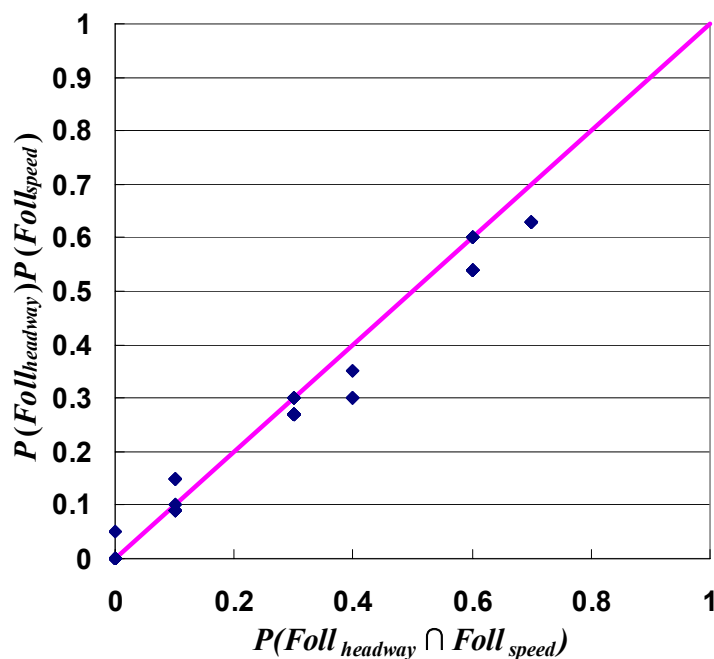


図4-4-7 $P(Foll_{headway} \cap Foll_{speed})$ と $P(Foll_{headway}) * P(Foll_{speed})$ の比較結果[サンプル数10]

図4-4-8は、同様の検証を連続して観測された10,000台の走行車のデータを用いて行った結果である。これからも $P(Foll_{headway} \cap Foll_{speed})$ と $[P(Foll_{headway}) * P(Foll_{speed})]$ とが等しいことがわかる。但し、ここでは観測データを用いて簡易的に49個の組合せのみで検証を行ったが、実際には無限の組合せが存在することに注意しなければならない。

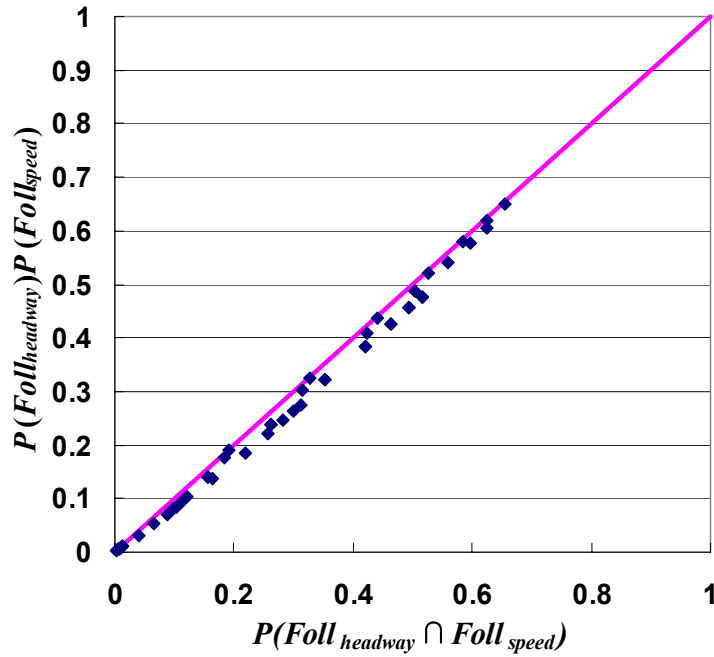


図4-4-8 $P(Foll_{headway} \cap Foll_{speed})$ と $P(Foll_{headway}) * P(Foll_{speed})$ の比較結果[サンプル数10, 000]

(3) 車頭時間と速度に基づく追従車確率

(2)より(1)で述べた追従車の定義が成立することが検証された．この結果，本研究では，車頭時間に基づく追従車($Foll_{headway}$)と速度に基づく追従車($Foll_{speed}$)とが同時に生じる車両を追従車と定義・判定する．

これより，追従車確率は，次の式によって推定することができる．

$$P(Foll_{headway} \cap Foll_{speed}) = P(Foll_{headway})P(Foll_{speed}) \quad (4.21)$$

式4.21の右辺の確率関数は式4.13および式4.19の理論的な関数 $P(Foll_{headway}) = \theta(t)$ と $P(Foll_{speed}) = S(v)$ に相当する．すなわち，追従車確率 $P(Foll|t, v)$ は，車頭時間および速度の両方の追従車確率の積によって求める．

$$P(Foll|t, v) = \theta(t) \cdot S(v) \quad (4.22)$$

ここで， $\theta(t)$ と $S(v)$ は車頭時間，速度に基づく追従車確率モデルである．これ以降観測データを用いて各モデルのパラメータを推定する．

(4) 追従車の判定基準

本研究では、確率的に追従車を判定するが、その確率が100%の状態のみを追従と定義することは、現実的とはいえない。ここでは、まず「追従車確率 $P(Foll|t, v)$ が0.5以上である車両を追従車」として判定する。そして、この0.5以上という判定基準の妥当性について検証する。また、追従車密度(FD)などを算出する際には追従車数を推定しなければならない。この方法としては単位時間あたりの追従車確率を累計し、これを追従車数とすることが考えられる。しかし、これは**a)**のような理由のため、追従車数を推定する方法として必ずしも適当とはいえない。

a) 追従車数の推定方法の検討

追従車数を推定する際には、追従車確率 $P(Foll|t, v)$ の累積値を用いることが理論的であるかもしれない。しかし、実際には車両は非追従車と追従車の2つに分類され、同一車両が部分的に追従車になったり非追従車になったりすることはありえない。このため、非追従車か追従車かのどちらか一つに特定することが現実的である。

仮に、追従車確率0.51の車両が3台あるとし、追従車確率の累計値(以下、累計値ベース)から追従車数を求めると1.53台となる。一方、先に提案した「追従車確率が0.5以上である車両を追従車とする」という定義(以下、閾値ベース)に基づけば追従車数は3台となり、累計値ベースよりも1.47台大きくなる。つまり、ここで提案した閾値ベースでは追従車数を過大に推定してしまうこととなる。一方で、追従車確率0.49の車両が3台あるとすると、累計値ベースでは追従車数が1.47となり、閾値ベースでは追従車数が0台となる。

累計値ベースによる追従車数推定の非有効性を検証するため、ここでは、車両10台の追従車確率がすべて0.1である道路Aと、すべて0.9である道路Bを仮定する。そして、追従車数を累計値ベースと閾値ベースとで推定した結果を表4-4-3に示す。

表4-4-3 追従車数の推定結果

推定方法	追従車数	
	道路A 車両数 = 10 veh $P(Foll t, v) = 0.1$	道路B 車両数 = 10 veh $P(Foll t, v) = 0.9$
累計値ベース [追従車確率の累計値]	1.0	9.0
閾値ベース [閾値；追従車確率0.5以上 $P(Foll t, v) > 0.5$]	0	10

表4-4-3をみると、累計値ベースを用いると過大または過少に推定する恐れがあることがわかる。道路Aの場合、各車両の追従車確率は低く、実際には追従車が存在していないと考えられるにも関わらず、累計値ベースの場合追従車が1台存在することとなる。このように累計値ベースで追従車数を推定すると、実際の走行状況と異なる

状況を推定してしまうだけでなく，FDなどにより追従状態を評価する際に影響を及ぼすこととなる．特に，データ量が膨大となると，この影響が大きくなる(たとえば，対象車両が10台ではなく10,000台とすると追従車数はさらに多く推定される)．同様に道路Bの場合，各車両の追従車確率が高く全ての車両が追従車であると考えられるが，累計値ベースでは追従車数が9台となり1台過小に推定される．

以上のように，累計値ベースにより追従車数を推定することは必ずしも適当であるとは言えず，非追従車と追従車とを一旦明確に判定し分析する方が適当であると考えられる．しかしこのとき，追従車かどうかを判定するための閾値(追従車確率0.50,0.55,0.60...以上)を適切に設定することが重要となる．

b) 追従車判定のための閾値の設定

追従車確率が0よりも大きくなるのは，その車両の車頭時間と速度がそれぞれの臨界範囲にある場合であり，このとき車両は潜在的に追従車にあるといえる．これら臨界範囲は，基本的に0から各要因の臨界値 t_{crit} ， v_{crit} (図4-4-9参照)までである．つまり，この2つの条件($v_i < v_{crit}$ ， $t_i < t_{crit}$)が1つでも成立しなければ，その車両は非追従車とみなすことができる．

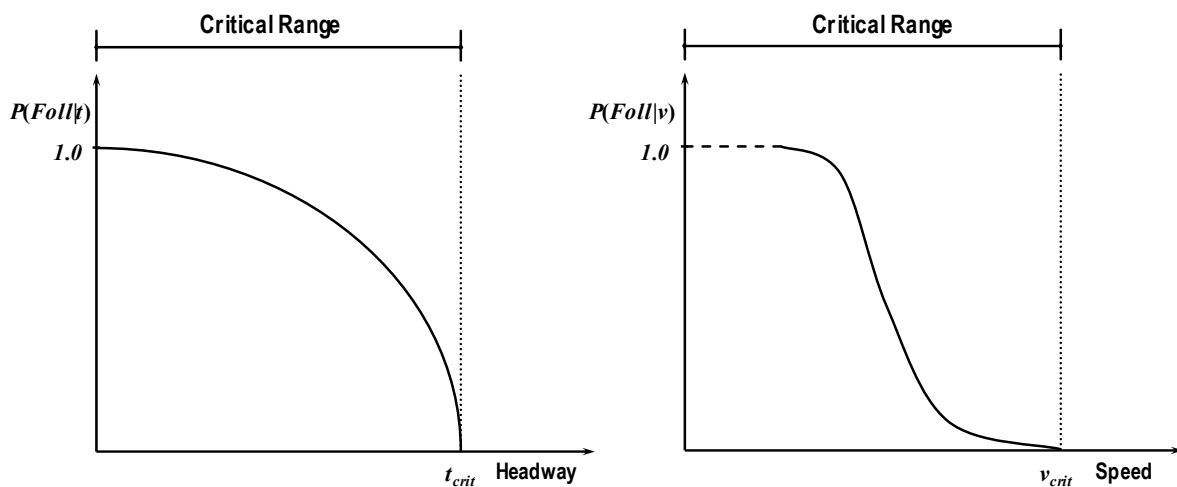


図4-4-9 追従車確率 $\theta(t)$ と $S(v)$ の臨界範囲

まず，追従車を判定する閾値を追従車確率0.50とする．この閾値によって適切に追従車数が求められるかどうか検証するため，この閾値を用いて5分間の追従車数を求め，累計値ベースと比較する．図4-4-10は，2つの方法で追従車数を求めた結果を比較したものである．なお，この比較分析には，2006年5月3日～7日までのゴールデンウィーク中の車両感知器データを用いた．

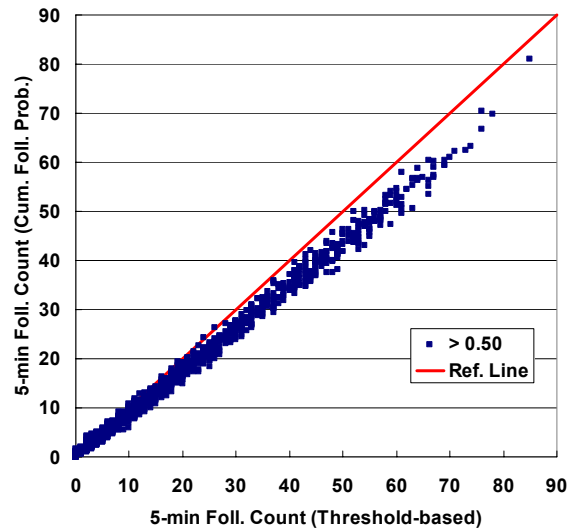


図4-4-10 5分間追従車数の比較
(閾値ベース[閾値；追従車確率0.50] vs 累計値ベース)

閾値ベース(；追従車確率0.50)により求めた追従車数は、累計値ベースよりも大きくなる傾向にある。これは、閾値ベースでは追従車を必ず1台として扱うのに対し、累計値ベースでは比率として扱うためであり、交通流率が高くなるにしたがってこの差が広がっていくと考えられる。これは、全車両の追従車確率が高い道路Bの例で、累計値ベースにおける追従車数の推定結果が10台ではなく9台と過小に推定されたことからわかる。つまり、特に交通流が高い場合に累計値ベースの追従車数が過小に推定される。しかし、この結果からは、閾値ベースが追従車数を必ずしも過大に推定しているとは言えない。また、この比較分析の目的は、閾値ベースの追従車数を累計値ベースに近づけることではなく、追従車確率の閾値を変化させた場合の追従車数の感度を検証することにある。

図4-4-11は、閾値を追従車確率0.55としたときの、閾値ベースと累計値ベースとの比較結果である。追従車確率0.50のときに比べて累計値ベースに近づいていることがわかる。そして、この図から、閾値を高くすることにより、追従車数が減少しプロットの傾きが大きくなる傾向がみてとれる。

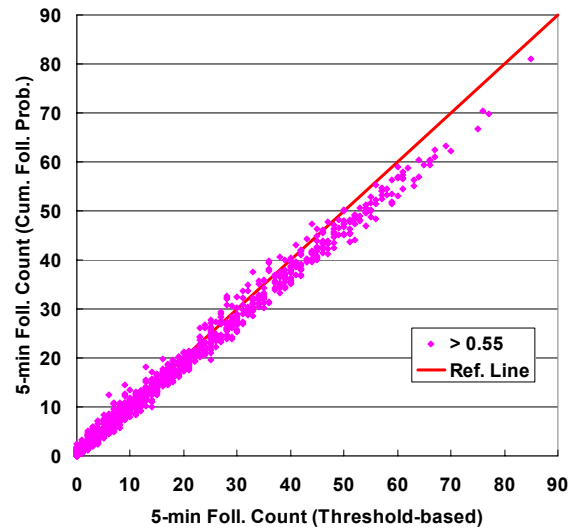


図4-4-11 5分間追従車数の比較
(閾値ベース[閾値；追従車確率0.55] vs 累計値ベース)

閾値を追従車確率0.50, 0.55, 0.60, 0.65, 0.90としたときの閾値ベースと累計値ベースとの比較結果を図4-4-12に示す。閾値を追従車確率0.60, 0.65としても、閾値が追従車確率0.55のときの結果と大きく変わらない。つまり、先に述べた傾向が必ずしも成立するとはいえない。閾値を追従車確率0.90とすると、かなり基準線(累計値ベース、閾値ベースの追従車数が一致する線)から外れることがわかる。なお、この図のプロットは追従車確率が0でない場合($P(Foll|t, v) > 0$)。のみのものである。

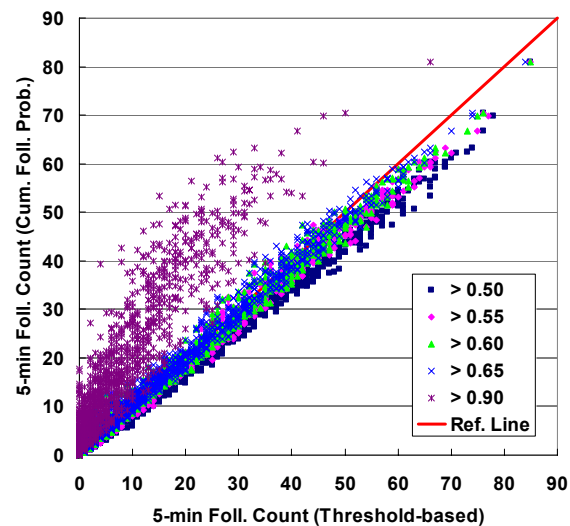
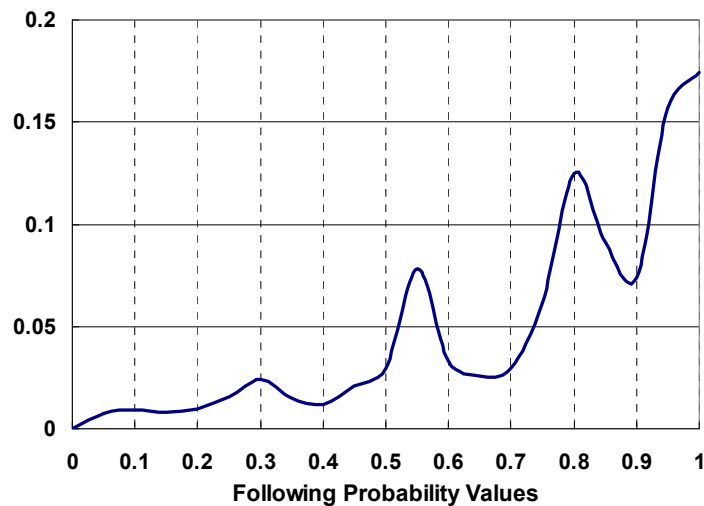
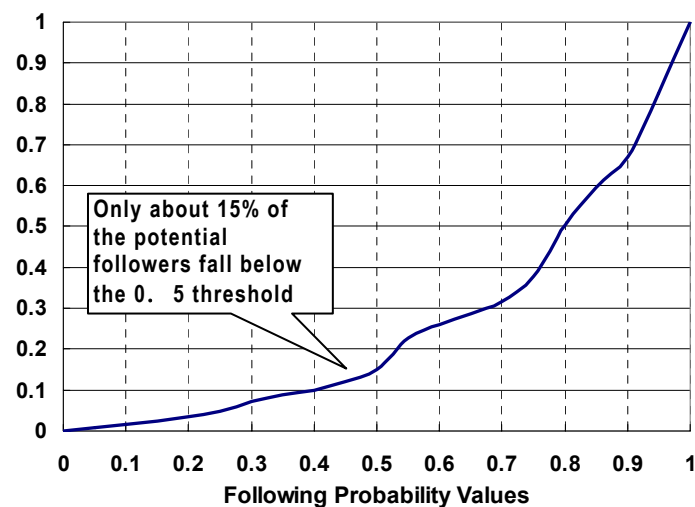


図4-4-12 5分間追従車数の比較
(閾値ベース[閾値；追従車確率0.50, 0.55, 0.60, 0.65, 0.90] vs 累計値ベース)

2006年5月3日～7日までの5日間に車両感知器で観測された車両の総数は35,523台であり、そのうち車頭時間と速度が臨界範囲内であった車両、すなわち、追従車の可能性がある車両は28,503台であった($N_{total} = 35,523$, $N_{P(Foll) > 0} = 28,503$)。この期間中に観測された車両の約8割が潜在的な追従車であったことになる。これら潜在的な追従車の追従車確率を累計し追従車数を求めたところ21,094.4台となった。



(a) 確率密度関数



(b) 累積分布関数

図4-4-13 追従車確率分布(2006.5.3-7)

追従車確率分布を図4-4-13に示す。追従車確率0.50-0.55,0.75-0.80,0.90-1.00のときの頻度が高く、一方で0.60-0.70のときの頻度は0.05と低いことがわかる。図4-4-12において、追従車を判定するときの閾値を追従車確率0.55から0.60,0.65に変更してもあまり分布形状に違いがみられなかったのは、これが原因の一つと考えられる。さらにこの図をみると、追従車確率0.50以下が全体の15%程度、0.50以上が全体の85%程度を占めていることがわかる。したがって、追従車の閾値を追従車確率0.50とすれば、

期間中の全追従車は約24, 220台となる(潜在的な追従車数 $[N_{P(Foll)} > 0 = 28, 503$ 台]*追従車確率0.50以上の車両の割合 $[[1 - F_{follprob}(50)] = 0.85]$). そして、累計値ベースとこの閾値ベース(閾値0.50)の追従車数の差($\Delta Foll. Count$)は、3,124.5台となる。仮に、ここでは追従車確率の累計が実際の追従車数であるとする、閾値を0.50とすることは3,000台以上の誤差が生じることとなる。誤差をできる限り小さくできる閾値を確認するため、閾値の追従車確率を0.40から0.75まで0.05ずつ変化させ追従車数($FollCount$)を求め、累計値ベースとの差($\Delta Foll. Count$)を算出した。

表4-4-4 閾値別の追従車数推計誤差(閾値ベース－累計値ベース)

閾値 追従車確率	$1 - F_{follprob}(x)$	$FollCount_x$ $[1 - F_{follprob}(x)] * N_{P(Foll)} > 0$	$\Delta Foll. Count$ $FollCount_x - 21094.46$
0.40	0.8997	25,644	4,549.54
0.45	0.8789	25,052	3,957.54
0.50	0.8497	24,219	3,124.54
0.55	0.7717	21,995	9,00.54
0.60	0.7386	21,053	-41.46
0.65	0.7127	20,315	-779.46
0.70	0.6834	19,480	-1,614.46
0.75	0.6215	17,716	-3,378.46

表4-4-4をみると、追従車数を若干過小に推計している傾向があるものの、追従車確率0.60を閾値とした場合が最も誤差が小さく、追従車を判定する閾値として適切であると考えられる。なお、累計値ベースとの差($\Delta Foll. Count$)が、正の場合は過大推計を、負の場合は過小推計を意味する。追従車確率ごとに累計値ベースとの差($\Delta Foll. Count$)の絶対値をプロットしたグラフを図4-4-14に示す。

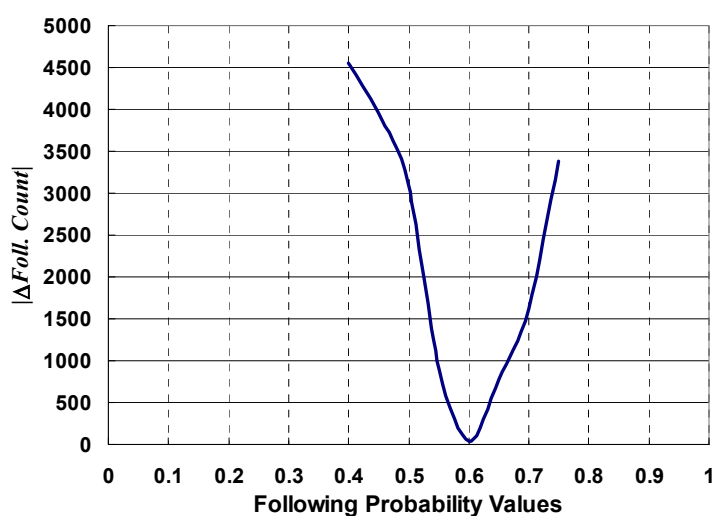


図4-4-14 閾値別の追従車数推計誤差(|閾値ベース－累計値ベース|)

追従車確率0.60を閾値とする場合が、最も“誤差”が小さく0に近づくことがこの図からも明らかである。しかし、追従車を判定する追従車確率の閾値として、この値が適切であるか否かについてはさらに検討が必要である。確かに累計値ベースとの誤差は最も小さいが、そもそも累計値ベースが実際の追従車数といえるか否か依然として疑問である。たとえば、追従車確率0.1の車両が1,000台あるとき(道路A)、追従車数は0台にも関わらず100台と推定される。一方、車両1,000台の追従車確率が0.9である場合(道路B)は、追従車数が900台となり、実際よりも100台過小に推計することとなる。実際の交通状況では追従車確率が0.05から0.10の車両が占める割合は低く、道路Aで仮定する状況はかなり発生しにくい。しかし、道路Bの仮定ような追従車確率0.90以上の車両が占める割合が高い状況は生じやすい。事実、図4-4-13のように追従車確率の発生頻度が高いのは、追従車確率0.90から1.00の範囲である。

以上を勘案し、ここでは追従車確率0.50から0.60までを閾値の範囲として提案する。そして、この範囲よりも追従車確率が低い場合は非追従車とし、高い場合は追従車とする。閾値の上限値(追従車確率0.60)は、累計値ベースの追従車数に近い。一方、閾値の下限値(追従車確率0.50)は、最初に提案した閾値であり一般的に判定の基準として多用される値である。これは累計値ベースと比べると、特に交通量が多い場合に、追従車数を過大に推定する可能性がある。しかし、実際には、本研究の分析結果のように道路Bのような交通状況が多く発生するならば、閾値を追従車確率0.50とする方が、追従車確率0.60とするよりも適切であり、また論理的であるといえる。

4.4.5. モデルのパラメータ推定

本研究では、4.4.1.から4.4.4.までに述べた理論に基づき追従車の判定を行う。ここでは、4.2.で収集した車両感知器の観測データを用いて追従車確率モデルのパラメータを推定する。

(1) 対象とする交通状況

明るさや天候などの交通状況に応じて追従状態は変化すると考えられる。ここでは、i)縦断線形[南行き・下り勾配/北行き・上り勾配]、ii)天候[非降雨/降雨]、iii)明るさ[昼間/夜間]、iv)曜日[平日/休日]、v)車群構成[追従車_先行車の組合せ]、といった5つの要因の影響を考慮して追従車確率モデルのパラメータを推定する。

なお、昼間は8:00～16:00とし、夜間は20:00～4:00とする。また、これ以降、乗用車はPC(Passenger Car)、大型車はHV(Heavy Vehicle)とし、v)追従車_先行車の組合せを表すときにはこのPC、HVを利用する。たとえば、追従車が乗用車、先行車が大型車のときはPC_HV、追従車・先行車ともに乗用車の場合はPC_PCとする。

本研究では、4.2.の車両感知器で2006年5月から9月までの5ヶ月間に観測されたデータを用いる。この期間に得られたデータを確認したところ、先に述べた5要因、64

個の組合せの中に、分析を行う上で十分なサンプル数が確保できないものが存在した。ここでは3,000サンプル以上のデータが存在する組合せを対象に、追従車確率モデルを構築する。

表4-4-5 対象とする交通状況の整理

方向/ 縦断勾配	天候	先行車の 種類	休日				平日			
			昼間(DT)		夜間(NT)		昼間(DT)		夜間(NT)	
			PC	HV	PC	HV	PC	HV	PC	HV
南行き(SB)/ -3.66%	非降雨 (NR)	PC	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
		HV	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
	降雨 (R)	PC	✓	✓	×	×	✓	✓	×	✓
		HV	✓	×	×	✓	✓	✓	✓	✓
北行き(NB)/ +4.44%	非降雨 (NR)	PC	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
		HV	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
	降雨 (R)	PC	✓	✓	×	×	✓	✓	×	✓
		HV	✓	×	×	✓	✓	✓	✓	✓

※網掛け；本研究では対象としない組合せ

(2) 車頭時間に基づく追従車確率関数 $\theta(t)$

条件付き確率関数 $\theta(t)$ のパラメータを推定し、複合車頭時間分布モデルを構築する。南行き、平日、昼間、非降雨、PC_PCといった基本条件での複合車頭時間分布モデルを図4-4-15に示す。また、式4.13により求められる条件付き確率関数 $\theta(t)$ と車頭時間との関係、およびその近時曲線を図4-4-16に示す。但し、車頭時間 t の間隔は0.2秒である。

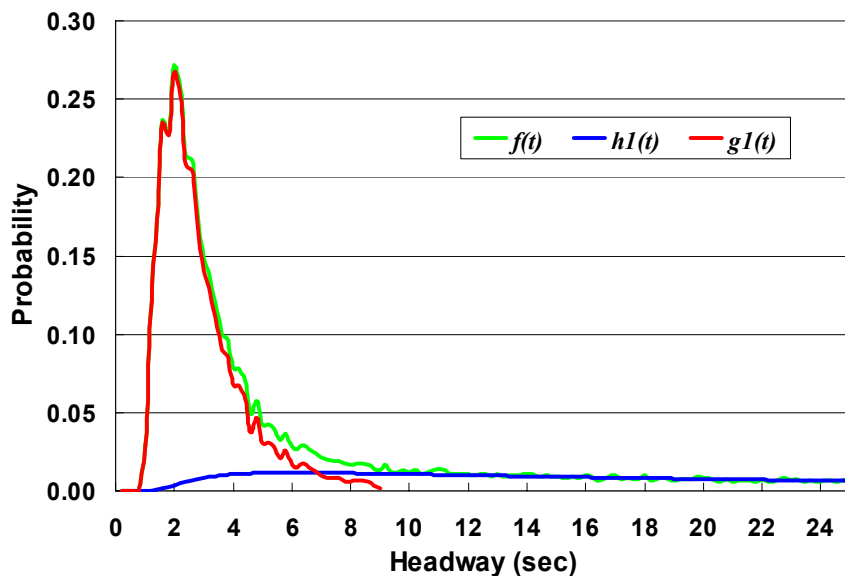


図4-4-15 複合車頭時間分布モデルの例(南行き、平日、昼間、非降雨、PC_PC)

図4-4-16の観測値のプロットから，条件付き確率関数 $\theta(t)$ と車頭時間との関係が2次関数であることがわかる．2次関数によって近似曲線を推定した結果と，その時の重相関係数 R^2 を合わせて示す．同様に，縦断線形[南行き・下り勾配/北行き・上り勾配]，天候[非降雨/降雨]，明るさ[昼間/夜間]，曜日[平日/休日]，車群構成[追従車_先行車の組合せ]といった要因を組合せ，54個の条件付き確率関数 $\theta(t)$ を推定した．但し，この54個のモデルのうちのいくつかは2次関数よりも3次関数の方が理論的に適切であるものがみられた．

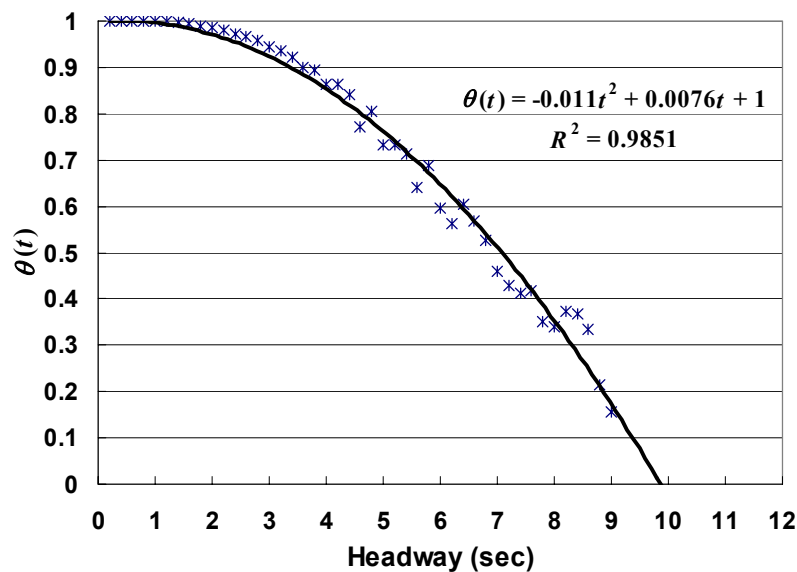


図4-4-16 車頭時間に基づく追従車確率モデルの例(南行き，平日，昼間，非降雨，PC_PC)

車頭時間が0のとき追従車である確率 $\theta(t)$ は必ず1とし，この条件に基づき式の構造(4次関数または3次関数)を決定する．車頭時間に基づく追従車確率モデルの構造を次のとおりとする．

$$\theta(t) = at^3 + bt^2 + ct + 1 \quad (4.23)$$

但し， $\theta(t) > 1$ のとき $\theta(t) = 1$ ， $\theta(t) < 0$ のとき $\theta(t) = 0$ とする

各組合せのパラメータと重相関係数 R^2 ，サンプル数を表4-4-5に整理する．全体的に重相関係数も高く，各モデルの推定精度は良好である．

表4-4-5 パラメータ推定の結果

(a) 追従車_乗用車(PC_YY)

				PC_PC					PC_HV				
				a	b	c	R ²	N	a	b	c	R ²	N
SB	Holiday	DT	R	0	-0.0104	0.0140	0.9712	10515	0	-0.0084	0.0044	0.8584	3600
			NR	0	-0.0104	0.0149	0.9858	84748	0	-0.0101	0.0157	0.9802	28498
		NT	R										
			NR	-0.0004	-0.0057	0.0096	0.9609	9991	0	-0.0081	0.0184	0.8803	12287
	Weekday	DT	R	0	-0.0114	0.0055	0.8955	8841	0	-0.0106	0.0116	0.9095	5658
			NR	0	-0.0110	0.0076	0.9851	55746	0	-0.0093	0.0065	0.9811	36705
		NT	R						-0.0007	-0.0016	0.0032	0.8416	3634
			NR	0	-0.0111	0.0146	0.8807	6585	-0.0002	-0.0049	0.0092	0.979	19799
NB	Holiday	DT	R	0	-0.0092	-0.0005	0.9595	8133	0	-0.0099	0.0089	0.862	3968
			NR	0	-0.0097	0.0062	0.9816	88859	0	-0.01	0.0144	0.9861	36899
		NT	R										
			NR	0	-0.0075	-0.0110	0.9521	10240	0	-0.0101	0.0131	0.9543	13041
	Weekday	DT	R	0	-0.0096	-0.0151	0.9355	6684	0	-0.0104	0.0067	0.8843	5369
			NR	0	-0.0083	-0.0141	0.9688	50998	0	-0.0087	0.0019	0.9768	38305
		NT	R						0	-0.0082	0.014	0.9455	3371
			NR	0	-0.0088	-0.0051	0.9674	6491	0	-0.008	0.0074	0.9708	20772

(b)追従車_大型車(HV_YY)

				HV_PC					HV_HV				
				a	b	c	R ²	N	a	b	c	R ²	N
SB	Holiday	DT	R	-0.0008	-0.0035	0.0029	0.9193	3587					
			NR	-0.0004	-0.0055	0.0068	0.9834	28420	0	-0.0094	0.0227	0.9632	13949
		NT	R						-0.0003	-0.0017	0.0067	0.8665	3986
			NR	-0.0008	0.0006	-0.0010	0.9601	12283	-0.0005	0.0005	0.0008	0.9932	34332
	Weekday	DT	R	0	-0.0104	0.0153	0.9224	5659	-0.0009	0.00008	0.0011	0.9253	5692
			NR	0	-0.0102	0.0153	0.9838	36608	0	-0.009	0.0213	0.9892	36569
		NT	R	-0.0009	0.0031	-0.0042	0.9222	3640	-0.0005	0.0009	-0.00007	0.9751	24131
			NR	-0.0004	-0.0035	0.0099	0.9613	19859	-0.0004	-0.0021	0.0066	0.9956	98561
NB	Holiday	DT	R	0	-0.0113	0.0063	0.9136	3964					
			NR	0	-0.0102	0.0103	0.9821	36846	0	-0.0105	0.0199	0.9828	19559
		NT	R						0	-0.0081	0.0194	0.875	3043
			NR	0	-0.0105	0.0062	0.9503	13159	-0.0001	-0.0062	0.0144	0.979	26306
	Weekday	DT	R	0	-0.0129	0.0130	0.9402	5382	-0.0007	-0.003	0.0062	0.954	6334
			NR	0	-0.0096	-0.0004	0.9743	38351	0	-0.0095	0.0188	0.9839	41414
		NT	R	-0.0007	-0.0016	0.0021	0.9525	3468	-0.0008	0.0019	-0.0027	0.9824	18240
			NR	0	-0.0100	0.0174	0.9846	21526	-0.0003	-0.0037	0.0097	0.9934	108411

*灰色；サンプル数が3,000未満の組合せ

**青色；推定モデルの構造が3次関数の組合せ

ここでは、南行き、平日、昼間、非降雨、XX_PCといった条件で走行する状態を、「理想条件下での走行状態」とし、基本ケースとする。なお、車群構成XX_PCは、追従車が乗用車の場合は、PC_PCとし、大型車の場合はHV_PCとなる。

図4-4-17は基本ケースとその他のケースの追従車確率関数を比較したものである。これをみると、追従車の車頭時間範囲は基本ケースが最も狭い。つまり、基本ケースが「理想条件下での走行状態」とであると考えられる。また、追従車確率関数がこの基

本ケースよりも右側にシフトすることは,たとえ同じ車頭時間であっても基本ケースよりも追従車確率が高いことを意味するが,同じ車頭時間であっても車群構成によって追従車の確率が異なることがわかる. 追従車・先行車が大型車のとき,乗用車に比べて追従車である確率が高い. そして,休日ドライバーは,平日ドライバーに比べて車頭時間が大きいこともわかる.

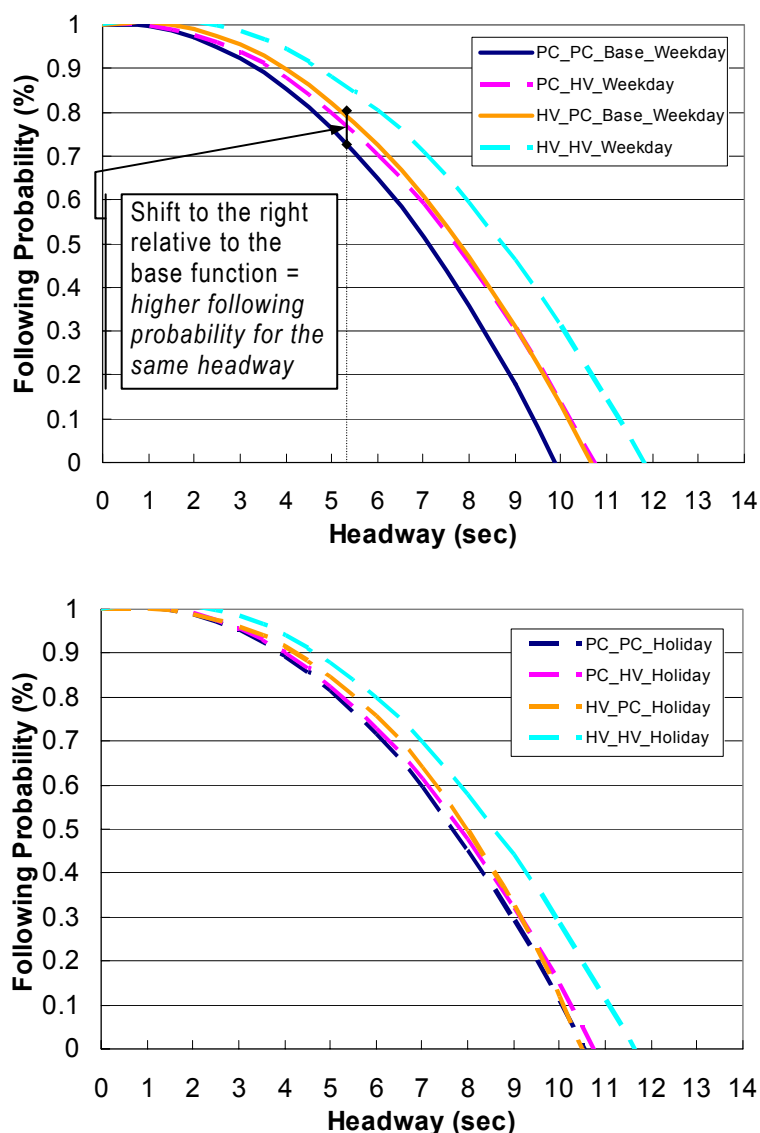


図4-4-17 基本ケースとの比較(曜日[平日/休日], 車群構成)

図4-4-18により, 明るさが追従状態へ及ぼす影響の程度について分析する. なお, 実線は昼間の, 破線は夜間の追従車確率関数を示す. 全体的に昼間よりも夜間の方が追従車の車頭時間が大きい, PC_PCは他のケースに比べて夜間の影響が小さい. 一方, PC_HV, HV_HVは夜間の追従車確率関数が大きく右にシフトしており, 夜間の影響が大きいことがわかる. これは, 夜間になるとほとんどのドライバーが先行車との間隔を十分確保し注意深く運転するようになるためと考えられる.

天候が追従状態へ及ぼす影響について分析したが、明確な傾向については確認できなかった。天候の影響は降水量に応じて変化すると考えられ、降水量別に詳細に分析しなければならないが、降雨時に観測されたデータそのものが少なく降水量に応じた分析ができなかったためと考えられる。既往研究では、降水量の大きさによって速度や交通容量に及ぼす影響の大きさが変化することが示されており、0-2mm/hといった降水量であっても交通流に少なからぬ影響があることが明らかにされている(Chung, et al.¹²⁾; Hong and Oguchi¹³⁾)。このため、今後さらに降雨時のデータを収集し、天候が追従状態に及ぼす影響について分析することが必要と考える。

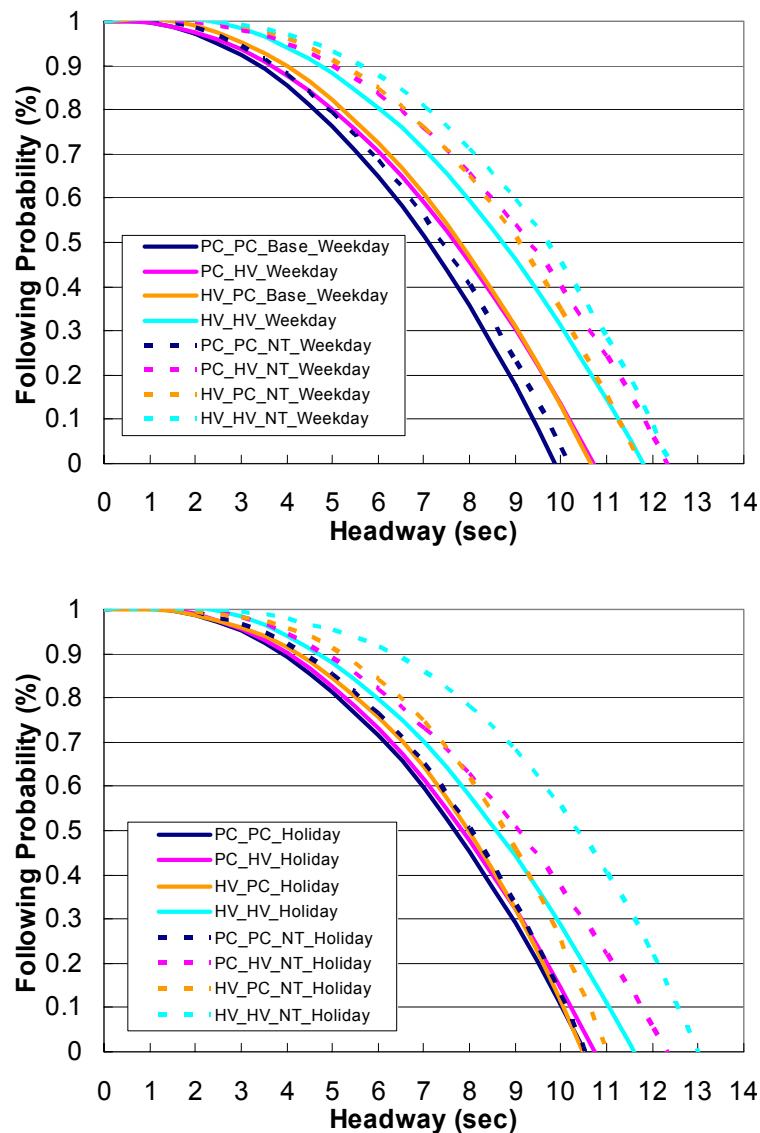


図4-4-18 基本ケースとの比較(明るさ[昼間/夜間])

(3) 速度に基づく追従車確率関数

自由に走行できるとき、多くのドライバーは高い速度で走行することを望むが、ごくわずかのドライバーは低い速度で走行することを希望すると考えられる。この仮定に基づく希望速度の分布形状は左右対称ではなく非対称となる。この条件をふまえ、

希望速度分布を適切に推定できる分布関数を選定する。

まず、ここでは観測データを整理し、速度データの分布の特性を確認した。表4-4-5に整理した交通状況下での平均値と標準偏差を求め、Kolmogorov-Smirnovの検定により正規分布の適合度を検定した。その結果、ほとんどの交通状況で正規分布の適合性が確認された。正規分布に適合すると検定された例(平均値67.28, 標準偏差9.74)を図4-4-19に示す。

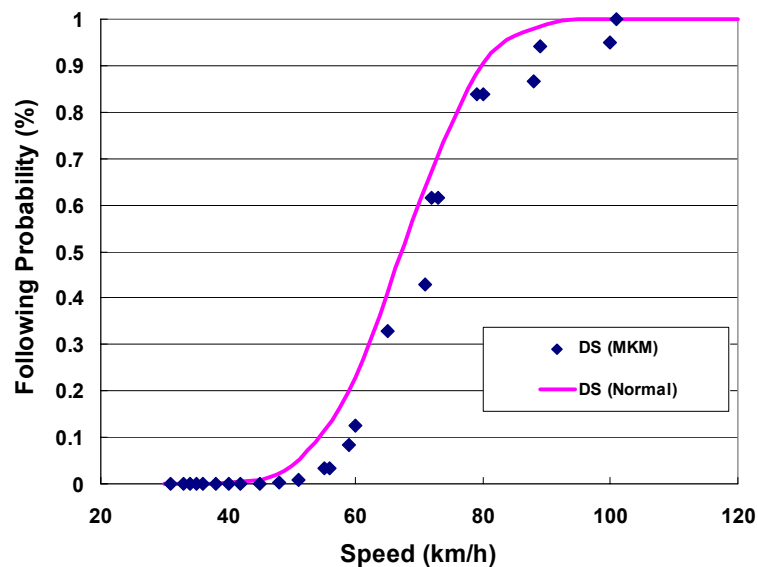


図4-4-19 正規分布の適合度が確認された速度と追従車確率との関係の例
(南行き, 平日, 昼間, 非降雨, PC_PC)

この結果は、希望速度分布が正規分布に適合するということを意味するが、ここでは、先にも述べたように希望速度の分布形状は非対称であると仮定しており、希望速度分布を正規分布とすることは適當ではない。このため、たとえKolmogorov-Smirnovの検定により正規分布の適合度が確認されたとしても、ここでは正規分布とはせず、他の分布関数を選定する。

極値分布は、河川の最高水位や最降雨量などの自然現象を解析するために確立された最大値、最小値を推定するための分布関数である。その後、この極値分布は多数の研究や分析に適用されている。最近の研究においても、Weibull分布を用いた物体の強度に関する研究や生存率に関する研究などに利用されている。希望速度は各ドライバーが走行するときの最大速度であると仮定でき、希望速度分布は極値分布の一つといえる。極値分布の形状は、一般的に最小値よりも最大値の方が推定しやすい(Gumbel¹⁴⁾)。これは、最小値よりも最大値の方が発生する事象が多いためである。

最大値を表す代表的な極値分布としては、Gumbel分布とWeibull分布とがある。

1) 勾配が希望速度分布(；自由走行速度)へ及ぼす影響

希望速度分布モデルを推定する前に，分析対象とする交通状況を再整理する．

走行状況(休日/昼間/PC_PC)が同じ下り勾配(南行き)と上り勾配(北行き)の速度の平均値と標準偏差を比較したものを表4-4-6に示す．上り勾配(北行き)の方が速度の平均値が6.4-7.7km/h低く，勾配が速度に影響を及ぼしていることが明らかである．このように，この区間では速度に及ぼす勾配の影響は有意であり，速度分布が両方向で等しいと仮定することは適当ではない．上り勾配である北行きの速度分布から標準的な希望速度分布を推定することは難しいと考え，これ以降，北行きは分析対象から除き，希望速度分布モデルを構築する．

表4-4-6 下り勾配(南行き)と上り勾配(北行き)の速度の平均値と標準偏差
(休日，昼間，PC_PC)

		平均	標準偏差
南行き (SB)	降雨(R)	73.235	10.620
	非降雨(NR)	73.686	11.060
北行き (NB)	降雨(R)	65.560	8.450
	非降雨(NR)	67.276	9.737

2) 極値分布関数の推定

ガンベル分布の累積分布関数は以下の式によって表される．

$$F(v) = \exp \left[-\exp \left(-\left(\frac{v - \mu}{\sigma} \right) \right) \right] \quad (4.24)$$

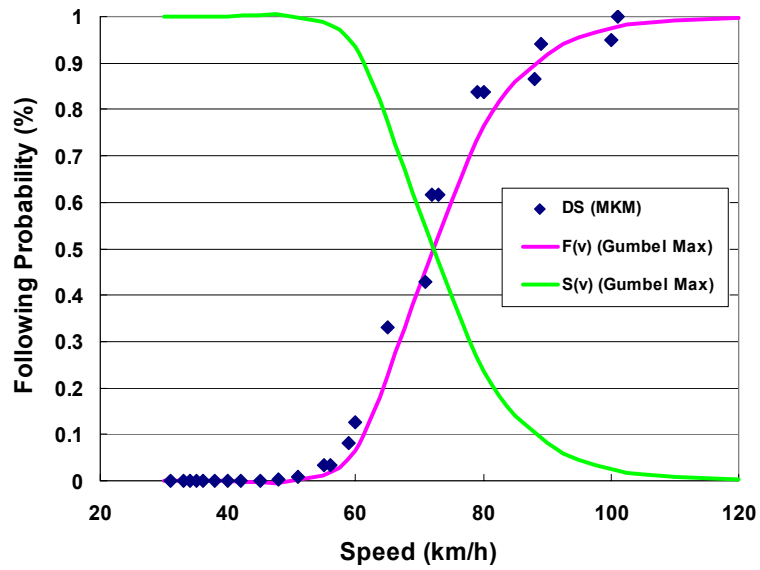
ここに， v は速度(km/h)， μ は位置パラメータ， σ はスケールパラメータ($\sigma > 0$)である．

一方，ワイブル分布の累積分布関数は次式によって与えられる．

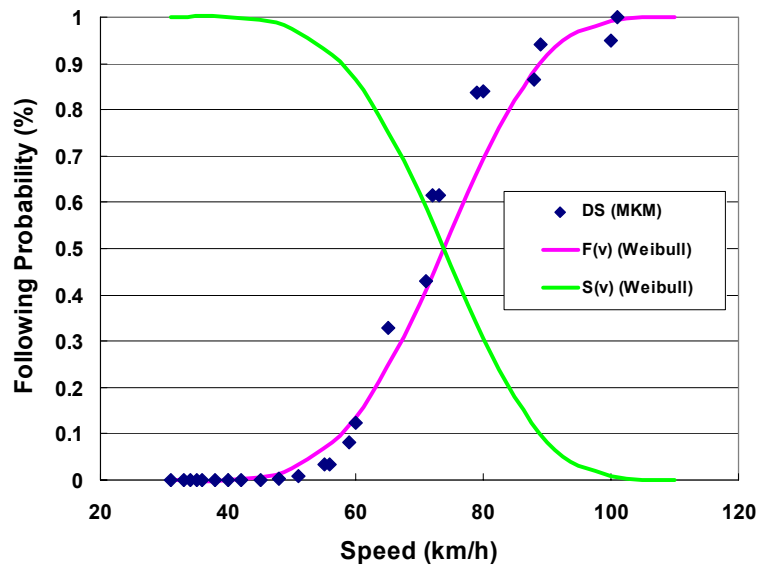
$$F(v) = 1 - \exp \left[-\left(\frac{v - \gamma}{\beta} \right)^\alpha \right] \quad (4.25)$$

ここに， v は速度(km/h)， α は形状パラメータ($\alpha > 0$)， β はスケールパラメータ($\beta > 0$)， γ は位置パラメータである．

各モデルのパラメータ推定を行った．Kolmogorov-Smirnov検定を行ったところ，全ての交通状況においてワイブル分布よりもガンベル分布の方が適合度が高い結果となった．それぞれの累積分布関数の適合状況を図4-4-20に示す．



(a) ガンベル分布



(b) ワイブル分布

図4-4-20 累積分布関数の比較
(南行き，平日，昼間，非降雨，PC_PC)

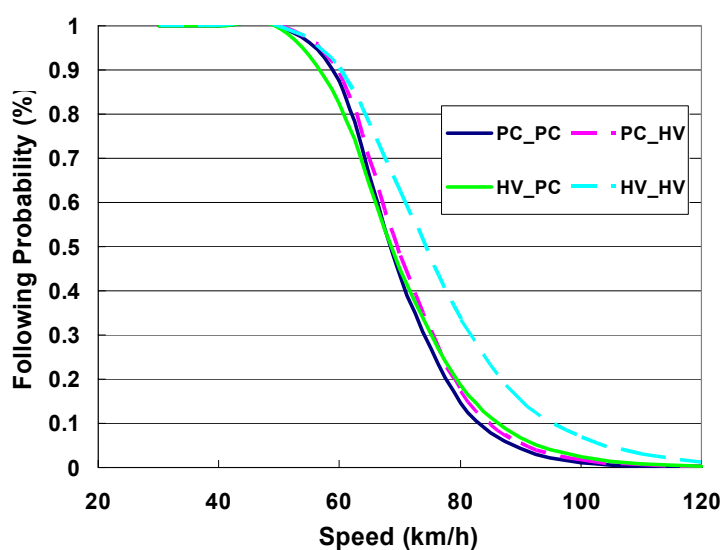
式4.24のように，希望速度モデルをガンベル分布により表すためには，スケールパラメータ σ と位置パラメータ μ を推定しなければならない．表4-4-7に交通状況ごとのパラメータ推定結果を示す．また，Kolmogorov-Smirnov検定結果と，追従車確率0.50のときの速度 $v_{0.50}$ もあわせて整理する．

表4-4-7 パラメータ推定の結果と追従車確率0.50のときの速度

				PC_PC				PC_HV				
				σ	μ	$K-S$	$v_{0.5}$	σ	μ	$K-S$	$v_{0.5}$	
SB	Holiday	DT	R	8.2806	68.456	0.11613	71.4909	7.4234	68.534	0.13644	71.2548	
			NR	8.6232	68.709	0.11452	71.8695	8.5631	69.058	0.1166	72.1965	
		NT	R									
			NR	7.8751	69.199	0.11444	72.0853	7.9619	70.469	0.10951	73.3871	
	Weekday	DT	R	7.4357	64.978	0.12268	67.7033	8.102	65.887	0.11436	68.8565	
			NR	7.7667	65.675	0.12152	68.5216	8.149	66.509	0.12328	69.4957	
		NT	R					7.3481	66.406	0.09447	69.0992	
			NR	7.6414	65.75	0.11082	68.5507	8.8552	68.937	0.10291	72.1825	
				HV_PC				HV_HV				
				σ	μ	$K-S$	$v_{0.5}$	σ	μ	$K-S$	$v_{0.5}$	
SB	Holiday	DT	R	9.9897	67.15	0.13035	70.8114					
			NR	10.625	68.499	0.13605	72.3932	11.234	71.436	0.12735	75.5534	
		NT	R					9.5387	68.062	0.14229	71.5581	
			NR	8.3313	66.496	0.11844	69.5495	9.1871	69.794	0.11072	73.1612	
	Weekday	DT	R	9.3772	64.46	0.14984	67.8969	10.356	67.987	0.12766	71.7826	
			NR	9.3723	65.169	0.14327	68.6041	11.351	69.787	0.13564	73.9473	
		NT	R	8.1265	62.922	0.1278	65.9005	10.864	67.704	0.13332	71.6858	
			NR	8.6229	64.599	0.12465	67.7594	9.7976	64.852	0.09947	68.4429	

パラメータの推定結果を用いて、速度に基づく追従車確率モデルを式4.19(; $P(Foll|v) = 1 - F(v) = S(v)$)によって求める。また、ここでは、南行き/平日/昼間/非降雨/XX_PCといった基本的な交通状況を想定し、各要因の影響の大きさを分析する。

まず、先行車の種類別のモデルの推定結果を平日と休日にわけて図4-4-21に示す。追従車が大型車の場合(HV_YY)，先行車が乗用車から大型車になることで、たとえ速度が高くても追従車である確率が高くなる。しかし、追従車が乗用車の場合(PC_YY)は先行車の変化による追従車確率の違いがみられない。但し、これら分布関数は速度60-80km/hの範囲で特に感度が高く、わずかな位置パラメータ μ の違いによって追従車確率が大きく変化することに十分注意が必要である。



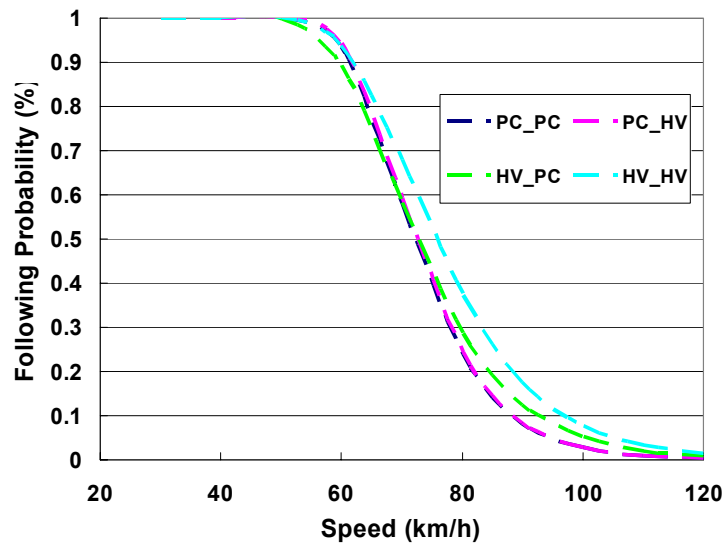


図4-4-21 先行車の種類別の追従車確率分布[上；平日，下；休日]

同様に，夜間における速度と追従車確率の関係を図4-4-22に示す。

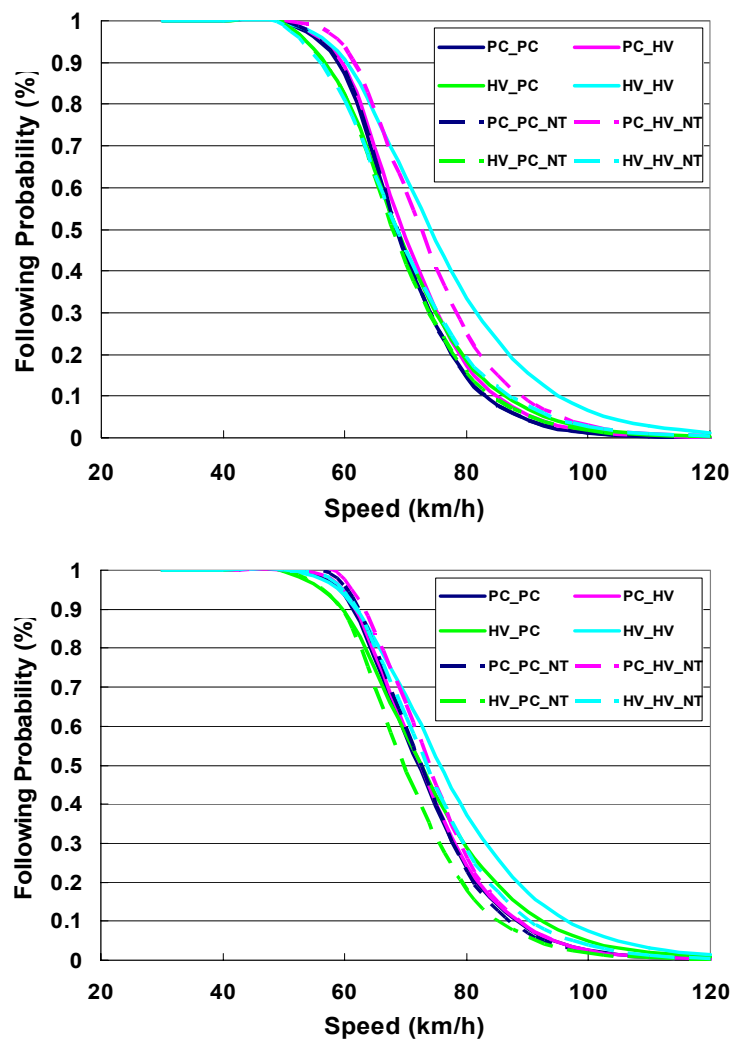


図4-4-22 先行車の種類別，昼夜別の追従車確率分布[上；平日，下；休日]

(4) 推定モデルの定式化

車頭時間に基づく追従車確率モデル $\theta(t)$ を以下のように2次関数または3次関数によって定式化する．なお，ここでは，車頭時間が0sのときの追従車確率は1.0とする．

$$\theta_i(t) = \alpha_i t^3 + (b_B + \beta_i) t^2 + (c_B + \chi_i) t + 1 \quad (4.26)$$

ここに， $\theta_i(t)$ は交通状況 i のときの車頭時間に基づく追従車確率であり， α_i ， β_i ， χ_i ， b_B ， c_B はパラメータである．特に， α_i ， β_i ， χ_i は各交通状況のときのダミー変数のパラメータである．なお， $\theta_i(t)$ が2次関数となるときには α_i は0となる．

同様に，交通状況の違いを考慮し，速度に基づく追従車確率モデル $S(v)$ を以下の生存関数式(式4.24； $S(v) = 1 - F(v)$)により定式化する．

$$S_i(v) = 1 - \exp \left\{ - \exp \left[- \left(\frac{v - (\mu_B + m_i)}{\sigma_B + s_i} \right) \right] \right\} \quad (4.27)$$

ここに， $S_i(v)$ は交通状況 i のときの速度に基づく追従車確率であり， σ_B はスケールパラメータ， μ_B は位置パラメータ，そして s_i ， m_i は各交通状況のときのダミー変数のパラメータである．

(5) パラメータ推定結果

(4)，(3)で示した表4-4-5，表4-4-7は，国道19号で観測されたデータを用いて，交通状況別の追従車確率モデル($\theta(t)$ ， $S(v)$)のパラメータを推定結果である．但し，サンプル数の関係により，降雨の影響，勾配の影響については考慮できておらず，最終的にパラメータを推定した交通状況は，南行き/平日/昼間/非降雨/PC_PCをはじめとした16パターンであった．この16パターンを用いて，交通状況 i のときの追従車確率 $P_i(Foll|t, v)$ を以下の式により表す．

$$P_i(Foll|t, v) = \theta_i(t) \cdot S_i(v) \quad (4.28)$$

ここに， $P_i(Foll|t, v)$ は走行状況 i のときの追従車確率であり， $\theta_i(t)$ は車頭時間の基づく追従車確率， $S_i(v)$ は速度に基づく追従車確率である．なお， i は先に分析した16パターンの走行状況である．

表4-4-8に車頭時間に基づく追従車確率 $\theta_i(t)$ のパラメータ推定結果を示す．なお，パラメータ b_B ， c_B は，追従車の種類別(乗用車，大型車)に推定した．乗用車の基本モデルでは b_B ， c_B がそれぞれ-0.011, 0.0076であるのに対し，大型車の基本モデルでは b_B が-0.0102， c_B が0.0153となった．車頭時間 t の追従車確率は，各パラメータが正のとき増加し，逆に負のとき減少する．

表4-4-8 車頭時間に基づく追従車確率 $\theta_i(t)$ のパラメータ推定結果

		乗用車 (PC)						大型車(HV)					
		$\theta_i(t)_{PC} = \alpha_i t^3 + (-0.011 + \beta_i)t^2 + (0.0076 + \chi_i)t + 1$						$\theta_i(t)_{HV} = \alpha_i t^3 + (-0.0102 + \beta_i)t^2 + (0.0153 + \chi_i)t + 1$					
		PC_PC			PC_HV			HV_PC			HV_HV		
		α_i	β_i	χ_i	α_i	β_i	χ_i	α_i	β_i	χ_i	α_i	β_i	χ_i
休日	昼間	0	0.0006	0.0073	0	0.0009	0.0081	-0.0004	0.0047	-0.0085	0	0.0008	0.0074
	夜間	-0.0004	0.0053	0.002	0	0.0029	0.0108	-0.0008	0.0108	-0.0163	-0.0005	0.0107	-0.0145
平日	昼間	0	0	0	0	0.0017	-0.0011	0	0	0	0	0.0012	0.006
	夜間	0	-0.0001	0.007	-0.0002	0.0061	0.0016	-0.0004	0.0067	-0.0054	-0.0004	0.0081	-0.0087

※網掛け部分；基本モデル

同様に走行状況*i*における速度に基づく追従車確率 $S_i(v)$ のパラメータ推定結果を表4-4-9に示す。乗用車の基本モデルではスケールパラメータ σ_B が7.7667、位置パラメータ μ_B が65.675であり、大型車の基本モデルではそれぞれ9.3723と65.169であった。なお、交通状況*i*におけるスケールパラメータ、位置パラメータの調整パラメータ s_i 、 m_i は、符号条件が正のとき追従車確率が増加するが、負のときは減少する。

表4-4-9 速度に基づく追従車確率 $S_i(v)$ のパラメータ推定結果

		乗用車(PC)				大型車(HV)			
		$S_i(v)_{PC} = 1 - \exp\left\{-\exp\left[-\left(\frac{v - (65.675 + m_i)}{7.7667 + s_i}\right)\right]\right\}$				$S_i(v)_{HV} = 1 - \exp\left\{-\exp\left[-\left(\frac{v - (65.169 + m_i)}{9.3723 + s_i}\right)\right]\right\}$			
		PC_PC		PC_HV		HV_PC		HV_HV	
		s_i	m_i	s_i	m_i	s_i	m_i	s_i	m_i
休日	昼間	0.8565	3.034	0.7964	3.383	1.2527	3.33	1.8617	6.267
	夜間	0.1084	3.524	0.1952	4.794	-1.041	1.327	-0.1852	4.625
平日	昼間	0	0	0.3823	0.834	0	0	1.9787	4.618
	夜間	-0.1253	0.075	1.0885	3.262	-0.7494	-0.57	0.4253	-0.317

※網掛け部分；基本モデル

4.4.6 追従車判定方法の比較

追従状態を評価する指標として追従車密度(FD)を提案しているが，ここでは追従車がある特定の車頭時間のみで判定する従来の判定方法と，車頭時間と速度に基づいた追従車確率によって判定する手法とにより，それぞれ求められるFDの違いを比較する．

(1) 追従車の定義の比較

ドライバー特性の違いによって変化する車頭時間や希望速度を考慮し追従車密度(FD)を再計算する．さらに，曜日[平日/休日]，明るさ[昼間/夜間]，車群構成といった交通状況の違いによる影響も考慮する．たとえば，休日夜間に大型車を追従する場合と平日昼間に乗用車を追従する場合とでは，追従状態の車頭時間や速度が異なると考えられる．本研究で提案している追従車確率に基づく判定方法では，これら全ての要因を考慮して追従車を判定できる．つまり，既往の判定方法よりも，より適切な判定方法といえる．表4-4-10には，この2つの判定方法で考慮できる要因を整理する．

表4-4-10 追従車の判定方法の比較

要因		追従車の判定方法	
		特定の車頭時間 [既往手法]	追従車確率 [提案手法]
ドライバー 特性	車頭時間の分布	×	✓
	希望速度の分布	×	✓
交通状況	曜日[平日/休日]	×	✓
	明るさ[昼間/夜間]	×	✓
	車群構成[先行車，追従車の種類]	×	✓
	勾配	×	*
	天候	×	*

*本研究では対象としないが将来的には考慮することが可能

両手法を比較すると追従車の判定基準の違いが明らかである．たとえばHCM2000のように既往の判定方法では，交通状況に関係なく車頭時間3秒未満の車両が一律に追従車と定義される．一方，本研究で提案した追従車確率では，交通状況の違いを考慮でき，さらに車頭時間だけでなく速度も基準にして追従車を判定できる．図4-4-23は，HCM2000の追従車の定義と本研究で提案した追従車確率とにより追従車を判定した結果の一部である．この図より，定義の違いによって追従車の判定結果が異なることがわかる．

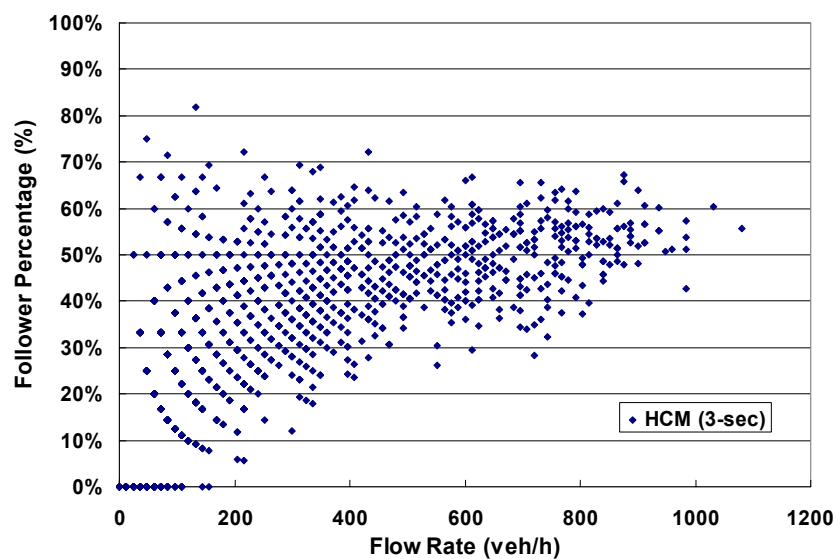
Date and Time	Speed (km/h)	Length (m)	Type	Headway	$\theta(t)$	$S(v)$	P(Foll)	Foll _{prob}	Foll _{3-s}
2006/5/3 2:21:12.30	71.1	5.5	HV	7.95	0.786731	0.579994	0.456		
2006/5/3 2:22:28.45	64.7	17.7	HV	76.15		0.824659	0.000		
2006/5/3 2:22:31.25	59.3	3.6	PC	2.80				1	1
2006/5/3 2:24:52.29	64.7	10.9	HV	141.0					
2006/5/3 2:24:54.28	71.1	4	PC	1.99				1	1
2006/5/3 2:24:57.50	64.7	12.6	HV	3.22				1	
2006/5/3 2:25:00.38	70.6	14.6	HV	2.88				1	1
2006/5/3 2:25:33.60	71.1	3.7	PC	33.2					
2006/5/3 2:26:28.57	64.3	2.8	PC	54.97		0.844765			
2006/5/3 2:26:38.15	64.7	8.5	HV	9.58	0.342111	0.710781	0.243		
2006/5/3 2:26:40.65	70.6	12.6	HV	2.50	0.997313	0.599886	0.598	1	1
2006/5/3 2:26:42.51	78.8	5.8	HV	1.86		0.31285	0.313		1
2006/5/3 2:26:45.04	78.8	7.8	HV	2.53	0.997127	0.31285	0.312		1
2006/5/3 2:27:00.35	78.3	4.4	PC	15.31		0.312008	0.000		
2006/5/3 2:27:20.92	71.1	4.3	PC	20.57		0.544123	0.000		
2006/5/3 2:28:37.15	88.5	3.6	PC	76.23		0.082605	0.000		
2006/5/3 2:28:56.55	71.1	11.2	HV	19.40		0.437544	0.000		
2006/5/3 2:28:59.26	70.6	9.6	HV	2.71	0.995889	0.599886	0.597	1	1
2006/5/3 2:29:48.48	44.4	2.3	PC	49.22		0	0.000		
2006/5/3 2:31:42.41	87.8	9.4	HV	113.93		0.0746	0.000		
2006/5/3 2:35:12.56	32.3	5.2	HV	210.15		0	0.000		
2006/5/3 2:36:01.63	64.3	4.4	PC	49.07		0.885844	0.000		
2006/5/3 2:36:03.17	59.3	3.6	PC	1.54	0.999805	0.970248	0.970	1	1
2006/5/3 2:36:06.03	71.1	13.2	HV	2.86	0.983333	0.437544	0.430		1
2006/5/3 2:36:10.03	64.3	10.3	HV	4.00	0.9792	0.837731	0.820	1	
2006/5/3 2:36:13.52	64.7	14.5	HV	3.49	0.987628	0.824659	0.814	1	
2006/5/3 2:36:15.54	59	4.8	PC	2.02		0.985342	0.985	1	1
2006/5/3 2:36:47.05	54.8	2.4	PC	31.51		0.998019	0.000		
2006/5/3 2:38:37.66	41.9	3	PC						
2006/5/3 2:38:46.42	64.3	8.5	HV						
2006/5/3 2:38:49.07	47.4	7.6	HV						
2006/5/3 2:38:51.21	64.7	9.3	HV						
2006/5/3 2:38:53.26	59.3	4.3	PC						
2006/5/3 2:38:55.16	64.3	14.6	HV						
2006/5/3 2:38:57.60	64.7	13.7	HV	2.44	0.997665	0.824659	0.823	1	1
2006/5/3 2:41:21.58	59	4.3	PC	143.98		0.985342	0.000		
2006/5/3 2:41:56.75	78.8	13	HV	35.17		0.204161	0.000		
2006/5/3 2:44:14.76	64.7	9.6	HV	138.01		0.824659	0.000		
2006/5/3 2:44:21.49	64.7	11.5	HV	6.73	0.87562	0.824659	0.722	1	

図4-4-23 追従車判定結果の比較

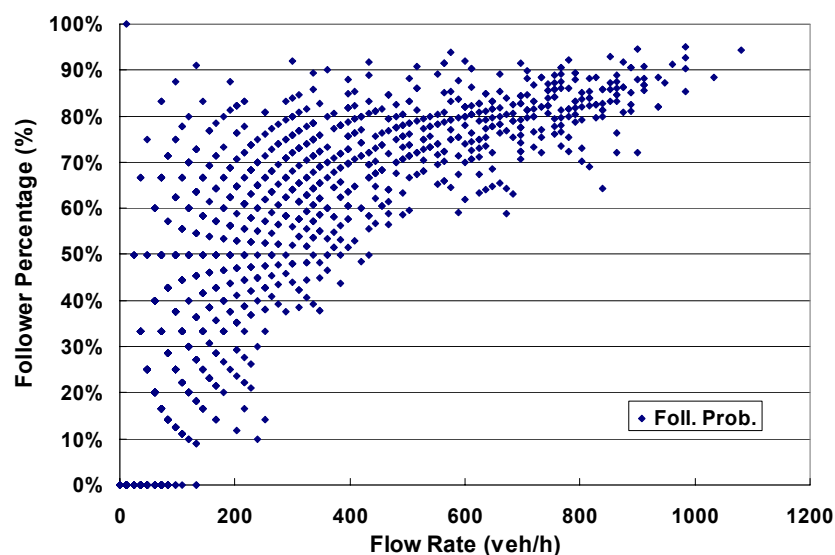
(2) 交通流・速度と追従車との関係

特定の車頭時間と追従車確率の2つの判定方法を用いて追従車を判定し、交通流や速度と追従車との関係を比較する。ここでは、追従車確率の閾値を検討する際に利用した2006.5.3-7のゴールデンウィーク期間中の観測データを用いる。

追従車密度(FD)を求める前に、まず追従車率を算出した。追従車率と交通流、速度との関係を判定方法別に図4-4-24、図4-4-25に示す。



(a) 特定の車頭時間[HCM2000]に基づく追従車の判定

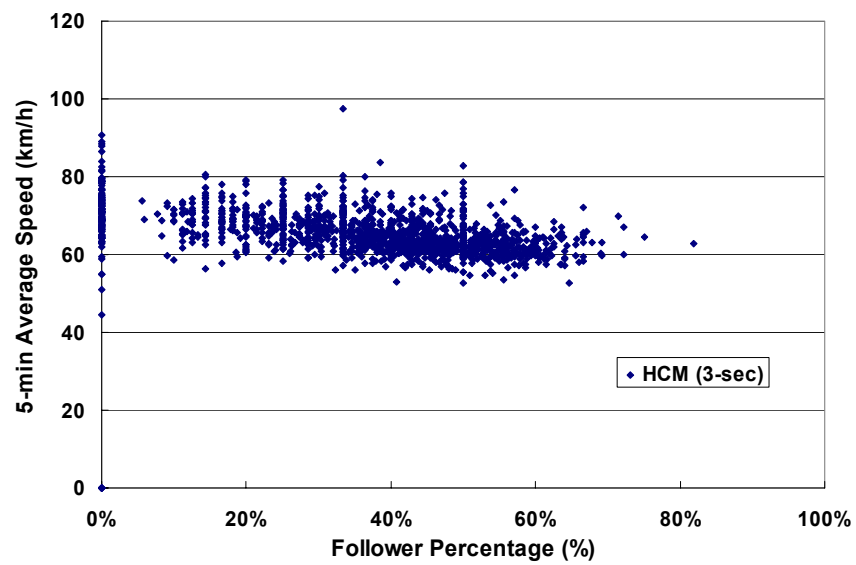


(b) 追従車確率に基づく追従車の判定

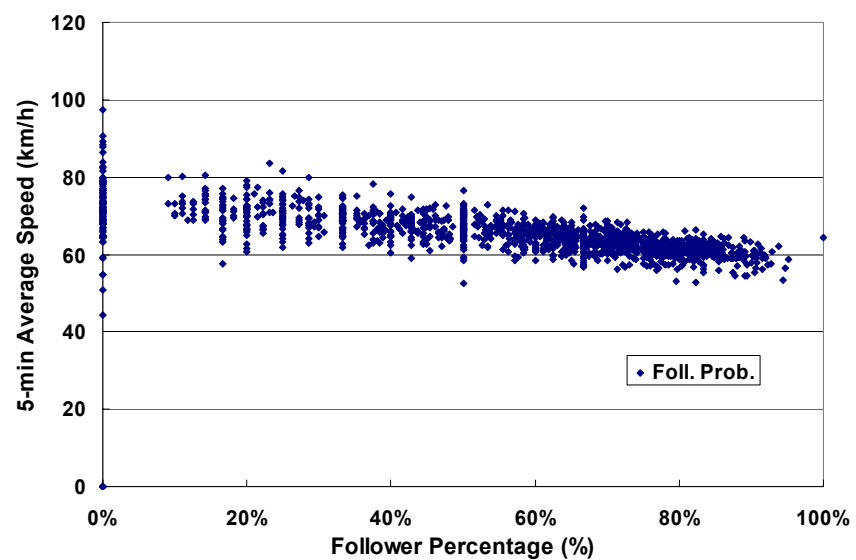
図4-4-24 交通流と追従車率との関係

一般的には交通流が容量に近づくと追従車率が90-100%になると考えられるが、車頭時間3秒未満を追従車とするHCM2000の判定方法(a)では、たとえ交通流が増加しても追従車率は50-60%程度である。一方、追従車確率により追従車を判定する(b)と、交通流が増加するに従い追従車率のバラつきが小さくなり、容量付近では90-100%となる。

同様に、判定方法の違いによる追従車率と速度の関係を確認すると、両判定方法とも追従車率の増加に伴い平均速度が低下する傾向がみてとれるが、追従車確率によって追従車を判定した方が、各追従車率での速度のバラつき・分散が小さく、より適切に追従車率と速度との関係を示していると考えられる。



(a) 特定の車頭時間[HCM2000]に基づく追従車の判定



(b) 追従車確率に基づく追従車の判定

図4-4-25 速度と追従車率との関係

提案した追従車の判定方法を用いてFDを求めた．車頭時間3秒未満を追従車とする既往の判定方法の結果と合わせて図4-4-26に示す．これをみると，交通流が増加するにつれ，両判定方法間のFDの差が大きくなることがわかる．これは，追従車を車頭時間3秒未満と定義すると，追従車確率によって判定する場合に比べて過小評価になることを意味する．交通流が多いときは，たとえ車頭時間が3秒以上であっても多くの車両が希望速度以下で走行していると考えられる．しかし，既往の判定方法のように車頭時間のみで追従車を判定すると，このような車両を追従車と判定できないのである．

同様のFDの比較を，典型的なピーク日の15分間変動によって整理する(図4-4-27)．これをみると，交通流とFDとの間に強い関係があることがわかる．

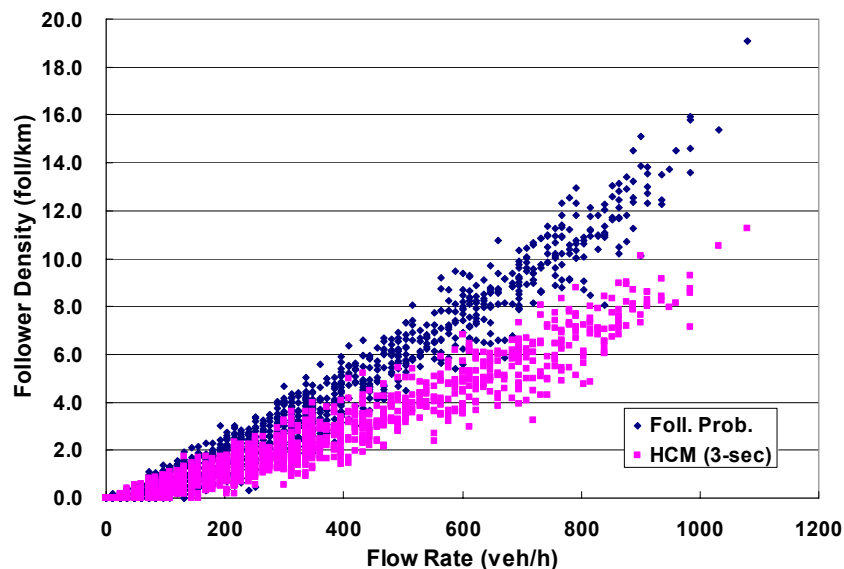


図4-4-26 交通流と追従車密度との関係

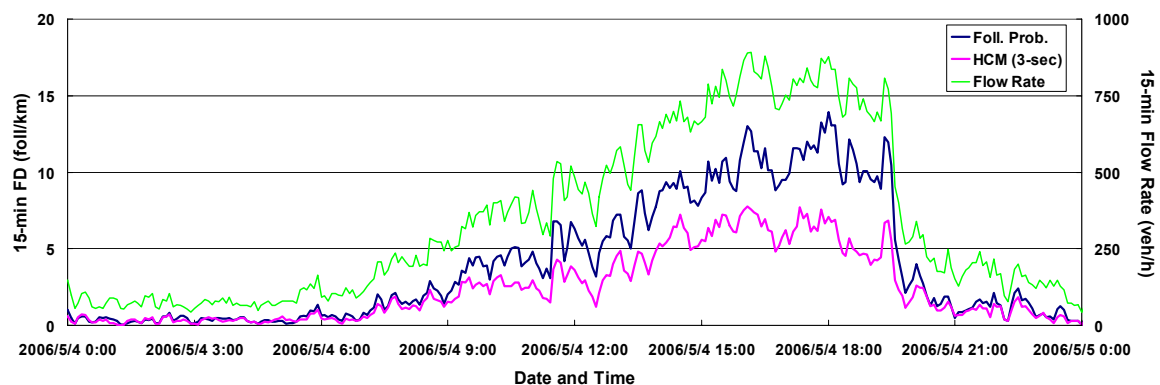


図4-4-27 ピーク日(2006.5.4)の交通流と追従車密度の変動

図4-4-28に速度とFDとの関係を追従車の判定方法別に示す。判定方法に関係なくFDが増加すると速度が低下する傾向がみてとれる。しかし、FDの範囲は、車頭時間のみで追従車を判定する場合は12.0以下であるのに対し、追従車確率により判定する場合は19.0以上となる。

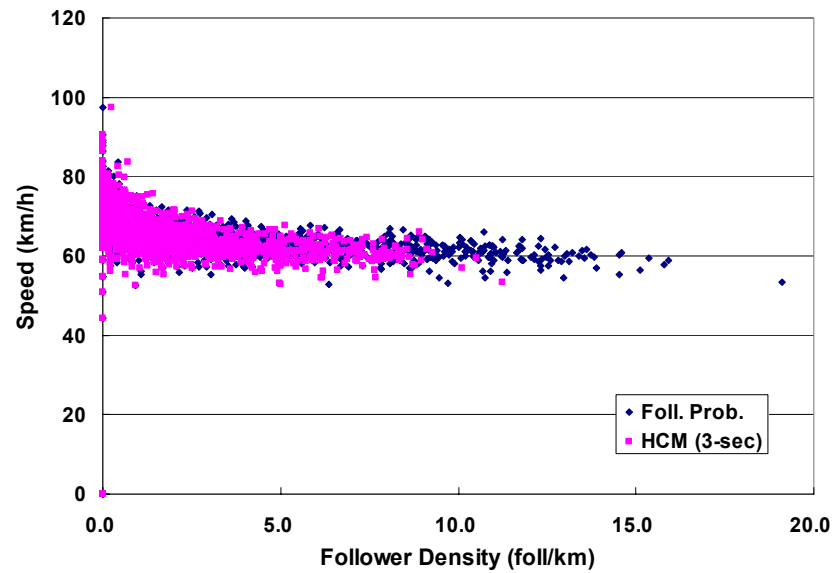


図4-4-28 速度と追従車密度との関係

4.5. 2車線道路における性能照査手法の提案

4.5.1 追従状態におけるドライバー満足度

HCM2000では、2車線道路の追従状態を評価する指標として追従時間率(PTSF)を用いている。これは、交通量が増加し追従状態が長く続くとドライバーの満足度が低下するということを前提とした指標である。すなわち、PTSFとドライバーの満足度とは直接的な関係があるとしている。しかし、実際には、このPTSFを観測することは極めて難しい。

一方、ここで追従状態を評価する指標として提案している追従車密度(FD)は、実際の追従時間を正確に考慮することはできないが、車両感知器によって観測されたデータを用いて容易に算出できる。また、追越しが認められていない区間では、構造条件や先行車の走行挙動(交差点や沿道施設に流出など)などが大きく変化しない限り追従状態は持続されると仮定でき、これに基づく単位距離あたりのPTSFとFDとは類似した指標であると考えられる。

FDとドライバーの満足度との関係を示すためには、FDに応じたドライバーの満足度を設定・仮定しなければならない。但し、たとえ同じ追従状態であったとしても、個々のドライバーによって感じる満足度は大きく異なる可能性がある。この点については、走行調査などを実施しドライバーの主観的評価とFDとの関係を明確にすることが今後必要である。

ここでは、FDが単位距離あたりPTSFとほぼ同じであるとし、2車線道路のドライバー満足度およびサービスの質を評価する指標として用いる。

4.5.2. 交通サービスの質

道路を計画・設計する際の目標となる追従車密度(FD)に応じた交通サービスの質(QOS ; Quality of service)について検討する。これは運用段階にも適用でき、実際の交通状況进行评估する場合に利用できる。このQOSによって、その道路に求められる性能が十分発揮できるか否かを判定することができる。

ここでは、FDに応じたQOSを表4-5-1のように提案する。これはFDの増加に伴いQOSが低下するというものである。このとき、図4-5-1、図4-5-2に示すFDと交通量、および速度の関係に基づいてQOSの範囲を5(foll/km)とした。

これらは、2車線道路の1kmあたりのドライバーの満足度と考えられ、分析地点での交通状況だけでなく、ドライバーの一般的な認識と捉えることもできる。なお、分析の目的に応じて評価する時間間隔を5分、15分、1時間と設定することが必要である。通常、時間間隔が小さいと、時間間隔が大きい場合に比べて観測値のバラつきが大きくなる。ちなみに、図4-5-1、図4-5-2の交通流と速度は5分間のものである。

表4-5-1 追従車密度に応じたQOSの提案

追従車密度 (<i>foll/km</i>)	交通状況 (QOS)	概 要
0 – 5	極めて良好	自由流 ；ドライバーの満足度は高い
5 – 10	良好	安定した交通流 ；車群が少なからず存在する
10 – 15	不安定	追従車が一般的に存在する交通流 ；ほとんどのドライバーが速度の低下を感じる
15 – 20	やや混雑	追従車がかなり存在する重交通流 ；ドライバーの満足度は低い
> 20	混雑	渋滞流

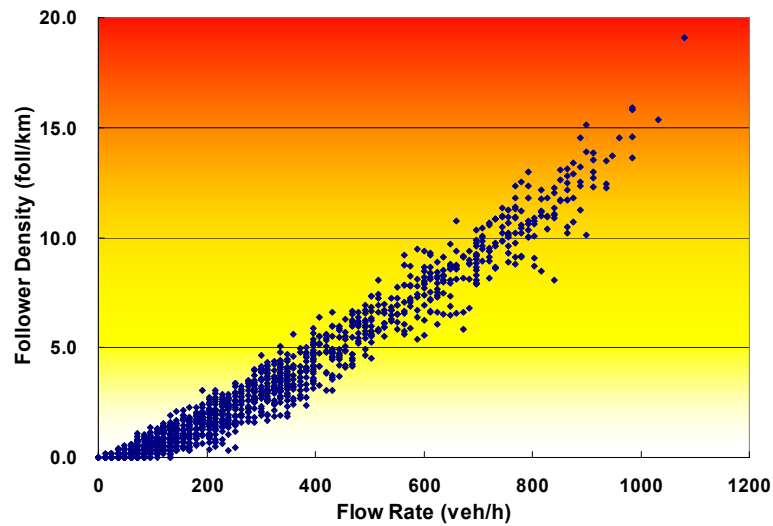


図4-5-1 5分間交通流と追従車密度の関係

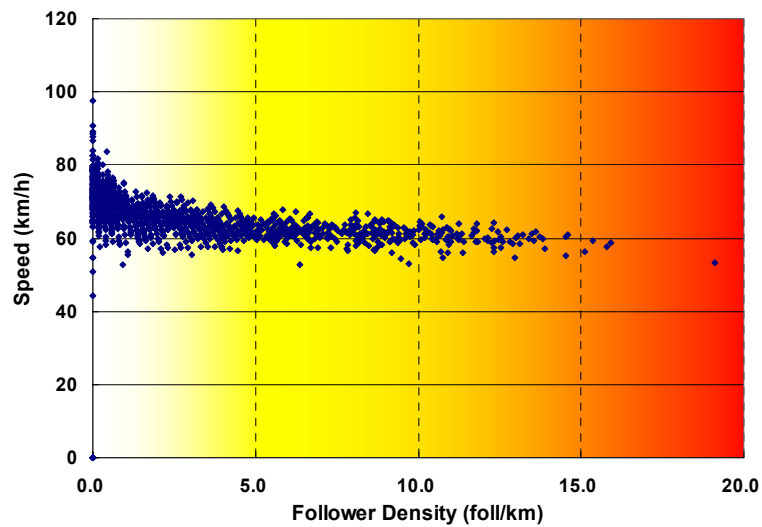


図4-5-2 5分間の平均速度と追従車密度の関係

(1) 継続性を考慮した追従車密度の評価

前節までで述べたように、交通サービスの質(QOS)の評価指標として、ここでは追従車密度(FD)を用いる。しかし、これは交通流や速度のようにバラつきが大きいという性質を持っている。このため、ある1集計時間間隔に観測されたFDのみによってQOSを評価することは適当とはいえない。たとえば、ある5分もしくは15分の間にかなり高い値のFDが観測されたとしても、それが必ずしもQOSが低いことを意味するとは限らない。実際には、そのような高いFDは瞬間的なものであり、長時間続かないこともある。このため、2車線道路のQOSは、FDの継続性をある程度考慮し評価することが必要である。ここではこれを継続性を考慮した追従車密度(SFD; Sustained Follower Density)と定義する。

ここでは、QOSを1時間のSFDによって評価する。仮に5分間隔のデータによってQOSを評価するならば、その時間と11間隔前までのデータを合わせ1時間のSFDとする。そしてQOSは、その1時間の中で最も一般的な交通状況によって評価する。たとえば、12間隔のうち8間隔が”良好”，3間隔が”不安定”，残りの1間隔が”やや混雑”であったとすれば、”不安定”や”やや混雑”な状況があったとしても全体のQOSは”良好”と評価する。図4-5-3は2006年5月4日の17:35～18:35の1時間分の5分間隔データであるが、このうち6間隔が”不安定”であり、残りの6間隔が”良好”と”やや混雑”であった。この場合、この1時間のQOSは”不安定”とする。

Date and Time	Q	Q _{hourly}	V _{ave}	k	HV #	HV%	Following Probability Foll # Foll%	FD	Color Code
2006/5/4 17:00:00	65	780	64.12	12.16	16	24.62%	49 75.38%	9.17	
2006/5/4 17:05:00	62	744	55.99	13.29	11	17.74%	53 85.48%	11.36	
2006/5/4 17:10:00	74	888	55.33	16.05	11	14.86%	67 90.54%	14.53	
2006/5/4 17:15:00	60	720	61.67	11.68	6	10.00%	46 76.67%	8.95	
2006/5/4 17:20:00	68	816	59.86	13.63	16	23.53%	56 82.35%	11.23	
2006/5/4 17:25:00	70	840	58.76	14.30	13	18.57%	60 85.71%	12.25	
2006/5/4 17:30:00	72	864	59.68	14.48	10	13.89%	62 86.11%	12.47	
2006/5/4 17:35:00	58	696	58.19	11.96	11	18.97%	48 82.76%	9.90	
2006/5/4 17:40:00	66	792	54.58	14.51	12	18.18%	59 89.39%	12.97	
2006/5/4 17:45:00	70	840	60.73	13.83	14	20.00%	56 80.00%	11.06	
2006/5/4 17:50:00	82	984	57.72	17.05	12	14.63%	76 92.68%	15.80	
2006/5/4 17:55:00	62	744	58.21	12.78	13	20.97%	53 85.48%	10.93	
2006/5/4 18:00:00	75	900	56.39	15.96	12	16.00%	71 94.67%	15.11	
2006/5/4 18:05:00	72	864	58.49	14.77	15	20.83%	64 88.89%	13.13	
2006/5/4 18:10:00	62	744	58.97	12.62	13	20.97%	54 87.10%	10.99	
2006/5/4 18:15:00	52	624	59.16	10.55	6	11.54%	37 71.15%	7.50	
2006/5/4 18:20:00	56	672	59.14	11.36	13	23.21%	45 80.36%	9.13	
2006/5/4 18:25:00	64	768	58.97	13.02	13	20.31%	56 87.50%	11.39	
2006/5/4 18:30:00	82	984	58.85	16.72	13	15.85%	78 95.12%	15.90	
2006/5/4 18:35:00	51	612	60.12	10.18	9	17.65%	36 70.59%	7.19	
2006/5/4 18:40:00	61	732	61.25	11.95	11	18.03%	44 72.13%	8.62	
2006/5/4 18:45:00	64	768	56.44	13.61	11	17.19%	58 90.63%	12.33	
2006/5/4 18:50:00	60	720	62.74	11.48	17	28.33%	49 81.67%	9.37	
2006/5/4 18:55:00	51	612	56.93	10.75	7	13.73%	41 80.39%	8.64	
2006/5/4 19:00:00	60	720	56.18	12.81	14	23.33%	50 83.33%	10.68	
2006/5/4 19:05:00	55	660	57.63	11.45	8	14.55%	42 76.36%	8.75	
2006/5/4 19:10:00	59	708	58.65	12.07	12	20.34%	48 81.36%	9.82	
2006/5/4 19:15:00	53	636	59.64	10.66	7	13.21%	41 77.36%	8.25	
2006/5/4 19:20:00	90	1080	53.38	20.23	16	17.78%	85 94.44%	19.11	
2006/5/4 19:25:00	50	600	56.70	10.58	16	32.00%	41 82.00%	8.68	
2006/5/4 19:30:00	33	396	66.61	5.94	8	24.24%	23 69.70%	4.14	
2006/5/4 19:35:00	30	360	61.00	5.90	7	23.33%	21 70.00%	4.13	
2006/5/4 19:40:00	37	444	64.28	6.91	5	13.51%	25 67.57%	4.67	
2006/5/4 19:45:00	12	144	70.53	2.04	0	0.00%	4 33.33%	0.68	
2006/5/4 19:50:00	17	204	69.37	2.94	2	11.76%	6 35.29%	1.04	
2006/5/4 19:55:00	39	468	63.51	7.37	9	23.08%	33 84.62%	6.24	
2006/5/4 20:00:00	16	192	62.74	3.06	4	25.00%	9 56.25%	1.72	

図4-5-3 定常状態の追従車密度(SFD)による評価イメージ

(2) 最大許容追従車密度(MASFD)

その道路に求められる性能を維持し、運用していくためには、その判定基準となる閾値を設定しなければならない。これをここでは最大許容追従車密度(MASFD; Maximum Acceptable Sustained Follower Density)とする。仮に、2車線道路を設計するとすれば、このMASFDは、交通需要だけでなく様々な走行条件も考慮した最悪の交通状況のときにドライバーに対して十分なサービスが提供できるか否か、を判断する基準となる。そして、次節で述べる追越車線等の必要性を検討する際の材料となる。

(3) 交通サービスの質の不足

ここで交通サービスの質(QOS)の不足とは、2車線道路が交通状況とドライバー認識ともに十分なサービスを提供できない状態のことである。一旦、この状態になると、QOSをさらに低下させないための対策を採らなければならないが、そのためには、QOSの不足を判定することが必要となる。ここでは判定方法として次の3つを考える。但しこのとき、5分間隔データの定常状態の追従車密度(SFD)によって、QOSを評価することを前提とする。

1つ目は、12間隔の中で6間隔以上が”やや混雑”のとき、QOSの不足と判定する方法である。しかし、たとえば、”やや混雑”と”不安定”といった交通状況が交互に発生するような(”やや混雑”が連続的に発生しない)場合もこれに含まれ、やや過大に評価してしまう恐れがある。

2つ目の方法は、”やや混雑”の状態が12間隔連続で発生した場合をQOSの不足とするものである。これは、2車線道路のQOSの不足を評価する上で十二分な基準といえる。しかし、実際には、交通容量を超過するほどの大きな交通需要が発生しない限りこのような状況に陥ることはなく、信号交差部や分合流部のない単路部では、この基準によってQOSの不足を定義することは現実的とはいえない。

3つ目は、”混雑”の状態になったときをQOSの不足とする最も単純な方法である。追従車密度(FD)が20(foll/km)を超えることは、ほとんどのケースで混雑していると推測できるが、これについては、実際の観測データやシミュレーション結果などで検証ができていない。このため、当面は表4-5-1の閾値により”混雑”を判定する。

この他にも様々な判定方法が考えられるが、最終的には実際に運用する地域の特性などを鑑み判定基準を設定することが望ましい。

(4) 交通サービスの質の不足の解決方法

交通サービスの質(QOS)が十分でないならば、さらなるQOSの低下を防ぐための適切な対策を検討しなければならない。QOSの不足の解決策としては、道路幾何構造の改良と交通需要マネジメントの2つがあるが、後者はドライバーの交通行動の変更を促すものであり、パーク・アンド・ライドやモビリティ・マネジメント、ロードプライシングなどが代表的な施策として有名である。ここでは、道路の幾何構造の設計手法について検討しており、特に前者を対象とする。

1) 追越車線

追越車線は、各ドライバーができる限り希望速度で走行できるように、追従車が先行車を追越す目的で設置される補助的な車線である。これは、交通量が多く経験的にサービス水準の向上が求められる2車線道路に設置される。特に、交通流率が高い、もしくは混雑する区間が限定される場合に、2車線道路を4車線化するよりも経済的な選択肢となる。2車線道路に追越車線を設置した場合の概略図を図4-5-4に示す。

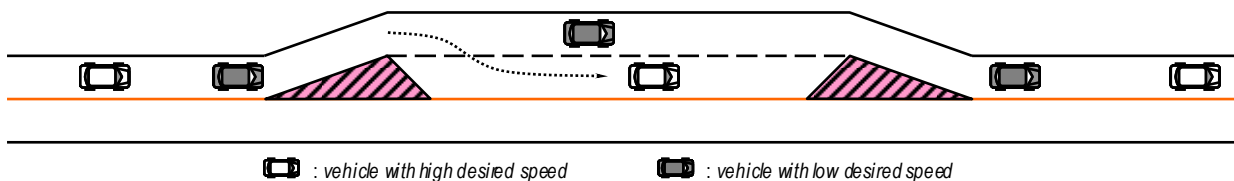


図4-5-4 追越車線の概略図

しかし、追越車線の最適な長さについては現在明らかではなく、今後の研究が期待される。同様に、追越車線の最適な設置間隔や追越しを行う位置などについても追越車線を設置する上で重要な問題となる。

2) 譲り車線

譲り車線は、追越車線同様に一時的に高速車と低速車とを分離することを目的に設置される補助的な車線である。大きな違いは、追越車線では追越車(高速車)が補助車線を利用するが、譲り車線では低速車が本線を譲り補助車線を利用することである。追越車線と間違われる惧れがあるため、譲り車線の前では標識などによりドライバーに十分指示することが必要である。この車線運用の長所は、特に高い交通流のときに数台の車両の車線変更のみで済むということである。たとえば、数台の車両が車群を形成している場合、1台の先行車が本線を譲るだけで、残りの追従車は車線変更することなく走行することができる。この譲り車線の概略図を図4-5-5に示す。

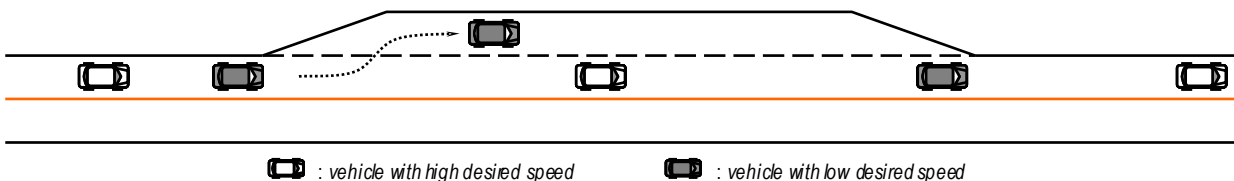


図4-5-5 譲り車線の概略図

3) 2+1車線道路

近年，欧州の多くの国で2+1車線道路が導入されており，米国でもいくつかの区間でその導入が検討されている．これは，3車線道路の中央車線を追越車線とし，上下両方向を交互に配置した道路である¹⁵⁾．元々は広幅員2車線道路として運用されていたものが多い．この2+1車線道路について研究した米国のTRBによると，交通流率1,200veh/hまでは運用上の問題がない．典型的な2+1車線道路の概略図を図4-5-6に示す．

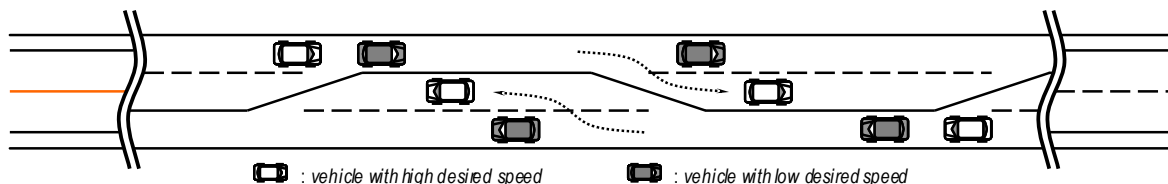


図4-5-6 2+1車線道路の概略図

しかし，この2+1車線道路には通常12.0～14.0mの車道幅員が必要となる．このため，車道幅員があまり広くない日本の2車線道路にそのまま適用することは現状では難しいかもしれない．ただ，現在の都市間を連絡するような2車線道路に，この2+1車線道路を適用することが効果的であることは言うまでもなく，特に次のような区間ではその効果が大きいと考えられる．

- ・ 事故が多発する区間
- ・ 4車線化するほどの交通需要が望めない2車線区間
- ・ 特に走行性能が求められる2車線自動車専用道路

4.5.3. 追従車密度 (FD) を用いた 2 車線道路の性能照査手法

ここでは，2車線道路の追従状態を評価する指標として，追従車密度(FD)を提案している．この指標は，図4-3-3で示したように交通量と直線的な関係があるが，これは付加車線からの距離に応じて変化すると考えられる．たとえば，図4-5-7に示すように，たとえ同じ交通量であっても，追越車線や譲り車線などの付加車線の直後はFDが低く，付加車線から離れるに従いFDは高くなるのではなかろうか．実際の観測データやミクロ交通シミュレーション結果より，このことが明らかとなれば，交通量と付加車線からの距離によってFDを推定できる(4.29)．

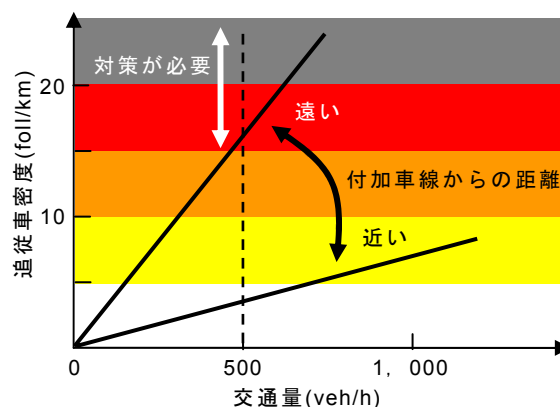


図 4-5-7 交通量と追従車密度との関係イメージ

$$FD = (\alpha \times Distance) \times Flow \quad (4.29)$$

ここに、 FD は追従車密度(foll/km)であり、 $Distance$ は付加車線からの距離(km)、 $Flow$ は交通量(veh/h)、 α はパラメータである。

この推定値と、表4-5-1で提案したFDに応じた交通サービスの質(QOS)とにより、2車線道路の追従状態について評価することができる。仮に、十分な性能が発揮できないならば、適当な間隔で追越車線を設置するなど、QOSの向上策を検討することができる。

4.6. おわりに

本章では、まず、2車線道路の追従状態を評価する新たな指標として、追従車密度(FD)を提案した。この指標は、従来までの追従時間率(PTSF)と異なり、車両感知器などで比較的容易に観測することができ、また交通量や速度などと線形関係にあるため数値の推定が複雑ではない。次に、従来までの特定の車頭時間によって追従車を判定するのではなく、車頭時間と速度に基づいた追従車確率によって判定する新たな方法を構築した。この結果、ドライバー特性のほか、天候[非降雨/降雨]や明るさ[昼間/夜間]、曜日[平日/休日]、車群構成[追従車_先行車の組合せ])といった交通状況も考慮して、追従車を判定することができ、よりの確に追従状態を評価することが可能となる。最後に、これらを組合せた追従車密度を用いた2車線道路の性能手法を提案した。

今後は、様々な道路条件下で交通状況を観測したり、ミクロ交通シミュレーションを行ったりして、分析データを増やし、一般化することが必要である。

4章の参考文献

- 1) 社団法人 日本道路協会 : 道路構造令の解説と運用.2004
- 2) Highway Capacity Manual, Transportation Research Board (TRB). National Research Council, Washington, D.C., 2000.
- 3) Taylor, M. A. P., Miller, A. J. and Ogden, K. W. : A Comparison of some Bunching Models for Rural Traffic Flow. Transportation Research, Vol. 8, pp. 1-9, 1974.
- 4) Botma, H., Papendrecht, H. and Westland, D. : Validation of Capacity Estimators Based on the Decomposition of the Distribution of Headways. Transportation Research Laboratory, Delft University of Technology, 1980.
- 5) Hoogendoorn, S. P. and Botma, H. : Modeling and Estimation of Headway Distributions. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, No. 1591, pp. 14-22, 1997.
- 6) Branston, D. : Models of Single Lane Time Headway Distributions. Transportation Science, Vol. 10, No. 2, pp. 125-148, 1976.
- 7) Cowan, R. J. : Useful Headway Models. Transportation Research, Vol. 9, Issue 6, pp. 371-375, 1975.
- 8) Buckley, D. J. : A Semi-Poisson Model of Traffic Flow. Transportation Science, Vol. 2, No. 2, pp. 107-132, 1968.
- 9) Wasielewski, P. : An Integral Equation for the Semi-Poisson Headway Distribution Model. Transportation Science, Vol. 8, pp. 237-247, 1974.
- 10) Wasielewski, P. : Car-Following Headways on Freeways Interpreted by the Semi-Poisson Headway Distribution Model. Transportation Science, Vol. 13, No. 1, pp. 36-55, 1979.
- 11) Hoogendoorn, S. P. : Unified Approach to Estimating Free Speed Distributions. Transportation Research Part B, Vol. 39, Issue 8, pp. 709-727, 2005.
- 12) Chung, E., Ohtani, O., Warita, H., Kuwahara, M and Morita, H. : Does Weather Affect Capacity? Proceedings of the 5th International Symposium on Highway Capacity and Quality of Service, Yokohama, Japan, Vol. 1, pp. 139-146, 2006.

- 13) Hong, S. and Oguchi, T. : Effects of Rainfall and Heavy Vehicles on Speed-Flow Relationship for Multilane Expressways in Japan. Transportation Research Board (TRB) 86th Annual Meeting Compendium of Papers. CD-ROM, 2007.
- 14) Gumbel, E. J. and Lieblein, J. : Some Applications of Extreme-Value Methods. The American Statistician, Vol. 8, No. 5. pp. 14-17, 1952.
- 15) 市川暢之, 渡辺二夫, 皆川聡一 : ドイツ・スウェーデンにおける道路構造と交通運用に関する調査報告, 高速道路と自動車 第48巻 第10号, pp78-92. 2005.10

5. 街路系道路の計画・設計手法に関する研究

5.1 はじめに

本研究では、道路の交通機能として特にトラフィック機能に着目し、旅行速度を性能評価指標としている。2章で対象とした都市間道路は信号交差点が少なく、また沿道からの出入りもほとんどないため、地点速度を旅行速度とし q - v 性能曲線进行分析、設定した。しかし、都市内街路では、信号交差点で頻繁に停められたり、沿道からの出入り車両や路上駐停車車両によって走行が阻害されたりするため、旅行速度を地点速度で代替することは適当ではない。このため、ここでは次の式により旅行速度を推計する。

$$V_{travel} = \frac{L}{L/V_f + d_{all}/3600} \quad (5.1)$$

ここに、 V_{travel} は区間の平均旅行速度(km/h)、 L は区間長(km)、 V_f は平均自由速度(km/h)、 d_{all} は平均区間遅れ(s)である。

平均自由速度 V_f と平均区間遅れ d_{all} が与えられれば、区間の平均旅行速度 V_{travel} が推計でき、都市内街路の q - v 性能曲線を設定することが可能となる。また、これにより、図5-1-2のフローに基づき都市内街路の交通容量上のボトルネックとなるキー交差点(幹線街路相互の接続部)の性能を照査でき、走行性能の観点から接続方式(平面交差→立体交差)や道路ネットワークの再考を示唆することも可能となる。

このうち平均自由速度(V_f)は、既存幹線街路の自由流時の速度を観測することによって設定することができる。しかし、平均区間遅れ(d_{all})は、信号制御や沿道施設からの出入り交通、路上駐停車車両など様々な影響要因を考慮して、推計しなければならない。後藤¹⁾は、都市内街路でプローブカー走行調査を行い、区間遅れの約8割以上が信号制御によるものであることを明らかにしている。このことから、平均区間遅れ d_{all} を求める際には、信号制御による遅れ(以下、信号遅れとする)を正確に推計することが最も重要なことのひとつといえる。

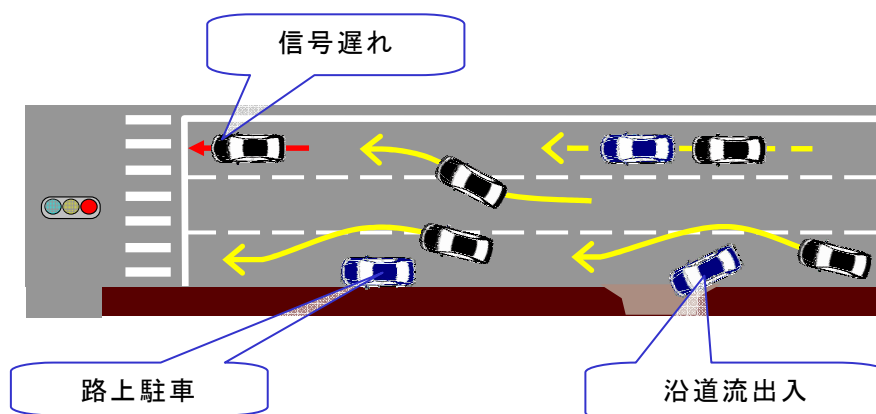


図 5-1-1 幹線街路で旅行速度に影響を及ぼす主な要因

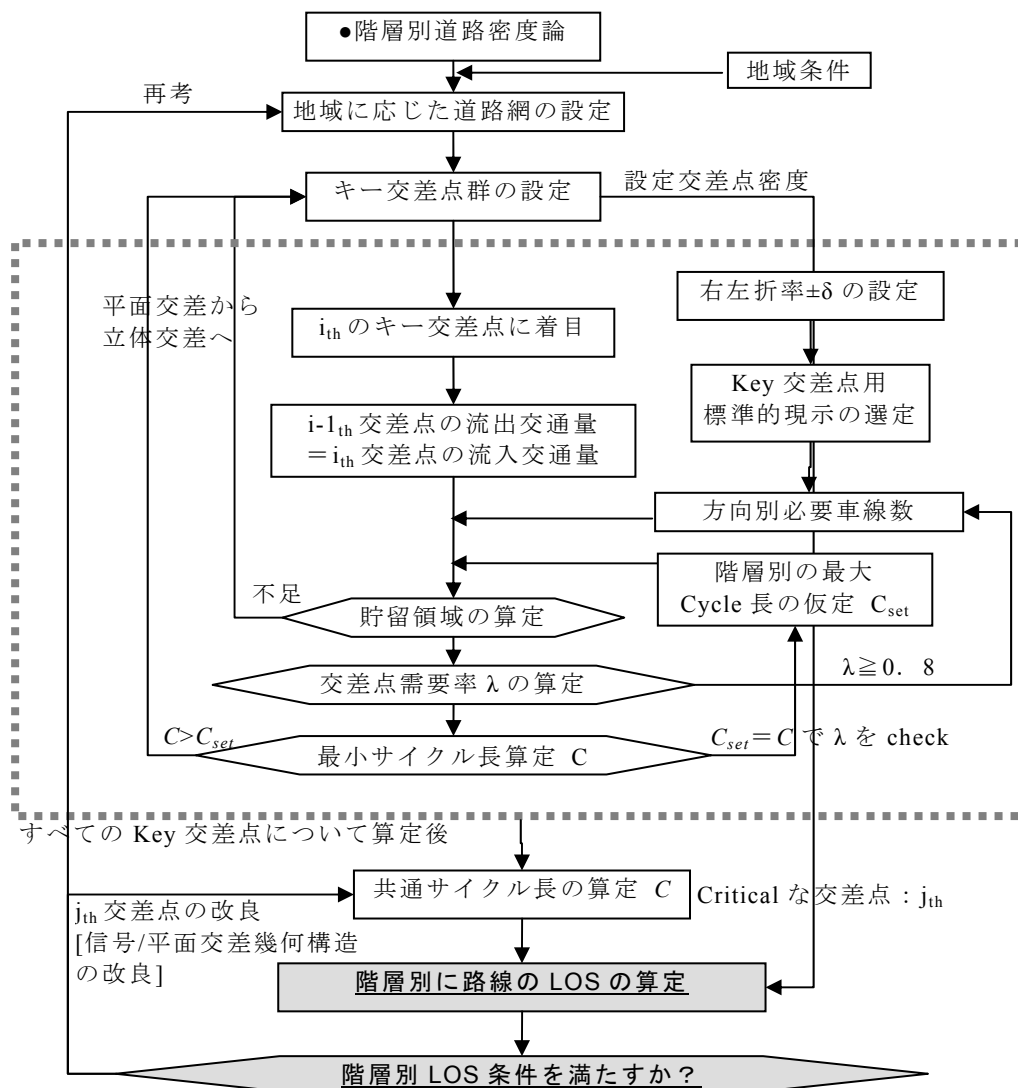


図 5-1-2 キー交差点をベースとした階層区分別の道路ネットワークと交差部の計画設計法試案

以上より，本章では特に信号遅れに着目し，平均区間遅れ d_{all} ，並びに区間の平均旅行速度 V_{travel} を推計する手法を構築する．このとき，路線/エリア単位で系統制御されている，一般にサイクル長が長い，といった我が国の都市内街路における信号制御の特徴を十分考慮する．また，道路は非飽和状態を前提に計画・設計されることから，ここでは非飽和状態を対象とする．

そして，計画・設計道路の走行性能を照査するために必要となる都市内街路の一般的な q - v 性能曲線を交差点密度や信号制御パラメータ(サイクル長，スプリット，オフセット)に応じて設定する．なお，都市間道路では交通量を q ，地点速度を v としたが，ここでは青時間利用率である $Degree\ of\ Saturation(=q/gs$ ；ここに q は交通量， s は飽和交通流率， g は青時間比である)を q とし，区間の平均旅行速度 V_{travel} を v とする．

なお，ここでは交通性能を走行性能としているため，これ以降は，都市内街路の中でも特に幹線街路を対象とする．このほかの住区街路や区画街路といった都市内街路は，走行性能よりもアクセス性能などが重要であり，これらを評価できる適切な指標を設定し，各種条件に応じて変化する道路交通性能を明らかにすることが必要であろう．

5.2. 既往の信号遅れ，旅行速度推計手法

既往の信号遅れ，および区間の平均旅行速度の推計手法を整理する．

5.2.1 信号遅れ推計

(1) Websterの遅れ式

孤立信号交差点における信号遅れ推計式として，我が国では従来からWebsterの遅れ式が広く用いられている(改定交通信号の手引き²⁾)．これは，いくつかある信号遅れ式の基礎となっており，次の式5.2で表される．この式の第1項は，一様到着を仮定したときの理論的な遅れ(図5-2-1の三角形の面積にあたる総遅れを総到着台数で除したもの)であり，第2項

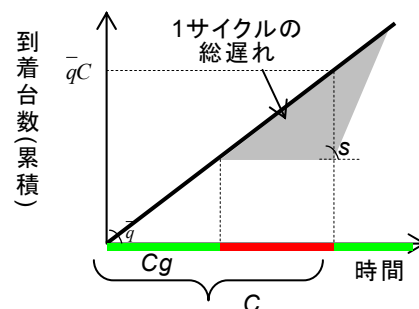


図 5-2-1 一様到着の場合の総遅れ

第3項はシミュレーションによって導かれた経験的な補正項であり，遅れ全体に占める割合は大きくない．

しかしながら，信号が系統的に制御されている場合が多い我が国の幹線街路に対し，この式をそのまま適用し，信号遅れを推計することは適当ではない．

$$d = \frac{C(1-g)^2}{2(1-\lambda g)} + \frac{\lambda^2}{2\bar{q}(1-\lambda)} - 0.65 \left(\frac{C}{\bar{q}^2} \right)^{\frac{1}{3}} \lambda^{2+5g} \quad (5.2)$$

ここに， d は1台あたりの平均遅れ(s/veh)， C はサイクル長(s)， g は有効青時間比， $\bar{q}$ は交通量(veh/s)， s は飽和交通流(veh/s)， λ は需要率($=\bar{q}/gs$)である

(2) リンク最小遅れ式(越式)

系統制御された信号交差点では，車群の到着は一様でもランダムでもなく，周期性を持っている．このことに着目し，越³⁾は単一飽和方形波モデルを用いたリンクの最小遅れ式を式5.3のように提案している．これは，系統制御される隣り合った2つの信号交差点間の信号遅れを推計するものであり，それぞれの信号のサイクル・スプリット(青50%，赤50%)・飽和流量は等しい，車両は直進交通のみであり速度は一定，車群の拡散はない，完全に飽和している，といった仮定を設けている．

しかし，実際の幹線街路の交差点では必ずしもオフセットが最適ではなく，また青時間比は0.5でもない．さらに，計画・設計道路が常に飽和状態であることも考えにくい．このため，計画設計道路の信号遅れ，旅行速度推計にこの式5.3を用いることは適当ではない．しかし，最終的に推計される q - v 性能曲線の傾向を検証する際には活用できる．

$$d = \frac{1}{2} \min |nC - T| \quad (5.3)$$

ここに、 T はリンク往復所要時間(s)、 C はサイクル長(s)、 n は整数(0, 1, 2, ...)である。

(3) HCMの遅れ式

HCM2000⁴⁾では、Websterの遅れ式をもとにして、系統制御の影響を考慮できる推計式を式5.4のように構築し、信号遅れを推計している。

$$\begin{aligned} d &= d_1(PF) + d_2 + d_3 \\ d_1 &= \frac{0.5C(1-g)^2}{1 - [\min(1, X)g]} \\ d_2 &= 900T \left[(X-1) + \sqrt{(X-1)^2 + \frac{8kIX}{sgT}} \right] \\ d_3 &= 1800Q_b t / sgT \\ PF &= \frac{(1-P)f_{PA}}{1-g} \end{aligned} \quad (5.4)$$

ここに、 d は1台あたりの平均遅れ(s/veh)、 d_1 は一樣到着を仮定した場合の遅れ(s/veh)、 PF は信号系統影響係数、 d_2 はランダム到着と過飽和の場合の遅れの増分(s/veh)、 d_3 は初期待ち行列が存在する場合の遅れの増分(s/veh)である。さらに、 C はサイクル長(s)、 g は有効青時間比、 X は交通量/交通容量比、 T は解析時間($T=0.25=15$ 分)、 k は定周期、感应制御別に与えられる係数、 I は上流交差点から到着する車両のランダム性を示す影響係数(孤立交差点 $I=1.0$)、 s は飽和交通流率(veh/s)、 c は交通容量(veh/s)、 Q_b は最初の待ち行列(veh)、 t は待ち行列と新たに到着した車両が解放するまでにかかる時間(<0.25)、 P は全到着車両に対する有効青時間に到着する車両の割合、 f_{PA} は青時間に到着する車群の調整係数(0.93-1.15)である。

この式では、系統制御の影響を考慮するために第1項の一樣到着による遅れを信号系統影響係数(PF)により補正している。これが、孤立交差点を対象とするWebsterの遅れ式と大きく異なる点である。この PF は、赤時間に到着する車両の割合($1-P$)を赤時間比($1-g$)で除した値とほぼ同じである。たとえば、赤時間比が同じであったとしても、系統制御が適切ではなく赤時間に到着する車両の割合が高ければ PF の値が大きくなり、平均信号遅れは増加する。同じ赤時間比で赤時間に到着した車両の割合が大きい場合(a)と小さい場合(b)とを比較すると、(b)よりも(a)の方が PF が大きくなり、その結果、平均遅れ(第1項)も大きくなる。このことは、図5-2-2からもわかる。

以上より、我が国の計画・設計道路の信号遅れを推計する式としては、(3)の推計式(以下、HCM式)が最も適当である。しかし、この式はあくまでも米国の交通状況を考慮して構築されたものであり、我が国に適用できるとは限らない。

そこで、名古屋市内の比較的大規模な4交差点(複数車線道路同士の交差点部)を対象にして検証を行った。その結果を表5-2-1に示す。観測値は交差点での車両の停止時間を計測したもので、停止/発進時の加減速による遅れは含まれていない(停止遅れ)。一方、HCM式の推計値には、加減速による遅れも考慮されており(信号遅れ)、比較時にはこの点に注意が必要である。なお、一般に信号遅れの大部分は停止遅れであり、それに比べて加減速による遅れは小さいものと考えられる。

表 5-2-1 実測値(停止遅れ)と推計値(信号遅れ)の比較

	A.植田西	B.今池	C.引山	D.西大須
C : サイクル長(s)	140	140	150	160
g : 青時間比[G/C]	0.39	0.36	0.35	0.34
X : Degree of saturation[q/sg]	0.64	0.68	0.58	0.65
P : 青時間到着交通量の割合	0.63	0.75	0.00	0.30
車群の到着タイミング*	青 0.38-0.52	青 0.37-0.42	赤 0.04-0.06	赤 0.43-0.56
平均遅れ (s)	A.観測値**	26.0	19.8	60.1
	B.推計値*** [$=d_1 \cdot PF + d_2$]	25.8 [21.3+4.5]	20.0 [14.5+5.5]	64.6 [60.9+3.7]
	C.B / A	0.99	1.01	1.07
		2.22		

*青[赤]開始からの経過時間の青[赤]時間に対する比率。

**観測値は15分間観測を4回実施したときの停止遅れの平均値。

***非飽和状態を対象としているため d_3 は0となる。

G : 青時間(s), q : 交通流量(veh/h), s : 飽和交通流量(veh/h)

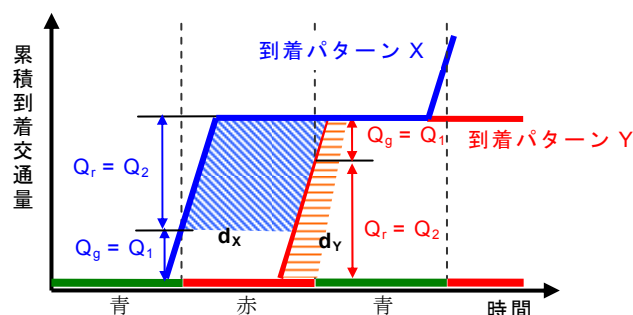


図 5-2-3 車群の到着タイミングと被る総遅れのイメージ

停止遅れと信号遅れの違いはあるが、地点A～Cは推計精度が良好であることがわかる。しかし、地点Dでは推計値が観測値の2倍以上となっており、推計精度に問題があるといえる。この理由として、車群の到着タイミングの影響が考えられる。地点A、Bは車群の前頭が青時間の途中に到着(青0.38-0.52, 青0.37-0.42)し、車群の後尾が赤で停止させられる。また、地点Cは車群の前頭が赤開始直後(赤0.04-0.06)に停められる。これらはいずれも停められた車両が赤時間とほぼ同じ時間の停止遅れを被る。一方、地点Dは赤時間の途中(赤0.43-0.56)に車群が到着するため、停められた車両の停止遅れは赤時間の約半分となる。

図5-2-3は、赤時間の到着台数が同じであるが車群の到着タイミングが異なるケースの総遅れ時間のイメージである。この図から、たとえ赤時間に同じ台数(Q_2)が到着したとしても、到着タイミングの違いによって総遅れ時間に大きな差($d_X \gg d_Y$)が生じることがわかる。そして、この差はサイクル長(赤時間)が長くなるほど大きくなる。

HCM式では、赤時間に到着する車両の割合と赤時間比(PF)により系統制御を考慮しているが、一般にサイクル長が長い我が国の幹線街路の信号遅れを推計するためには、「赤時間のどのタイミングに車群が到着するのか」という点について考慮することが重要である。

5.2.3. 区間旅行速度の推計

(1) 交差点密度に基づく旅行速度-交通量/容量比の関係分析

桐山・保久原⁵⁾は、区間長1.7～4.7kmの片側2車線幹線街路で、旅行速度、交通量などの現地観測調査を行い、交差点密度別の旅行速度と交通量/交通容量比の関係を図5-2-4のように示している。しかし実際には、たとえ同じ交差点密度であっても、信号制御パラメータ(サイクル長、スプリット、オフセット)の設定によって旅行速度が大きく異なるはずである。たとえば、交差点密度が10箇所/kmであっても、系統制御されており完全優先オフセットであれば信号制御による遅れは理論上生じない。反対に、交差点密度が1箇所/kmであっても系統制御されておらず、しかも青時間比が小さければ、その区間の旅行速度は低くなる。すなわち、交差点密度だけでなく信号制御パラメータの影響についての考慮も必要といえる。

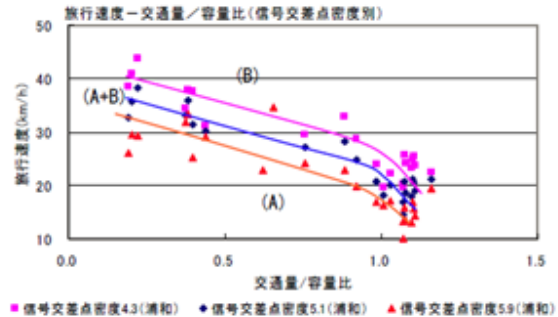


図5-2-4 旅行速度～交通量・交通容量比の関係図の例
(桐山・保久原⁵⁾)

(2) HCM 式を用いた旅行速度推計式

HCM2000の旅行速度推計は運用段階の分析や短期計画には利用できるが、長期計画の場合には活用が難しく、複雑である。そこで、Tarko(2005)らは簡便で実用的な幹線街路の旅行速度推計式を式5.5のように提案し、マイクロシミュレーションによりその精度を検証している。この旅行速度推計式は、単位距離あたりの旅行時間とHCM2000の遅れ式から構成される簡単な構造ではあるが、実際の旅行速度を良好に再現できることが確認されている。しかし、この式の説明変数には信号制御パラメータ(サイクル長、スプリット、オフセット)が含まれておらず、我が国の幹線街路に適用できるかは疑問である。

$$V_i = \frac{3600}{\frac{3600}{V_0} + \frac{8.18}{l} \cdot \exp(0.21l) \cdot \left(1 - \frac{0.62F_i}{F_1 + F_2}\right) \cdot \frac{\left(1 + \frac{F_s}{2000n_s}\right)^2}{1 - \frac{7F_i}{10000n_i}}} \quad (5.5)$$

ここに、 V_i は*i*方向の旅行速度(miles/h)、 V_0 は平均自由速度(miles/h)、 l は隣接交差点間の平均距離(miles)、 F_i は*i*方向の平均交通流量(veh/h)、 F_1 、 F_2 は幹線街路の平均交通流量(veh/h)、 F_s は主道路の交通流量(veh/h)、 n_s は従道路の直進車線数の平均値、 n_i は主道路の分析方向の直進車線数の平均値である。

5.3. 幹線街路の旅行速度推計手法の構築

5.2.のように、既往の信号遅れ推計式、旅行速度推計式では、路線/エリア単位で系統制御されている、一般にサイクル長が長い、といった我が国の幹線街路の信号制御の特徴を適切に考慮できない惧れがある。よって、ここでは、独自に旅行速度推計手法を構築する。

5.3.1. 推計手法の考え方

幹線街路では、図5-3-1のように、信号制御によって車群が集散を繰り返す。たとえば、交差点Cのように青時間の途中に車群が到着すると分割($X_{前頭}$, $X_{後尾}$)されるし、交差点Dのように赤時間に複数の車群が到着すると統合($X_{後尾}$, $Y_{前頭}$)される。ここでは、青開始と同時に車群が出發する交差点を基準交差点とし、これよりも下流の交差点で発生する信号遅れを信号制御パラメータ(サイクル長, スプリット, オフセット)と交差点間隔(区間長), 自由走行速度との関係より求める。そして、各信号交差点で被った遅れの総和を区間の総遅れとし、平均区間遅れ d_{all} 、式5.1より平均旅行速度 V_{travel} を算出する。

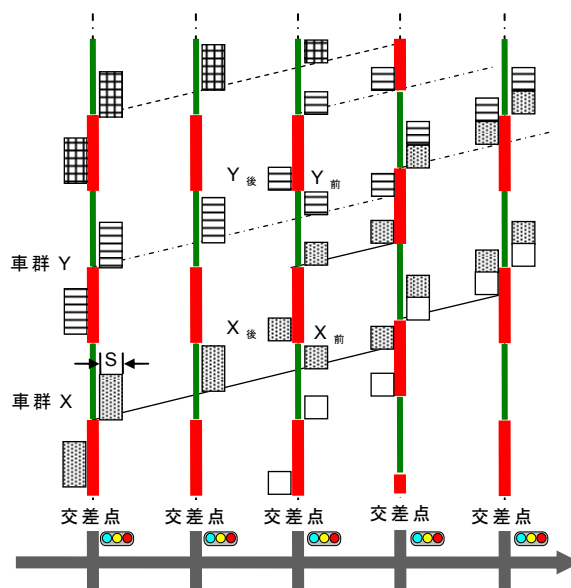


図 5-3-1 非飽和状態における車群の到着タイミングのイメージ

※S は飽和交通流率(veh/h)

まず、評価区間の最上流交差点を基準交差点(図5-3-1 交差点A)とし、それより下流の交差点(図5-3-1 交差点B, C, D)で被る信号遅れを求める、そして、仮に下流交差点の赤により車群が停められた場合は、その交差点を新たに基準交差点(図5-3-1 交差点C, D)とし、さらに下流の交差点の信号遅れを算出する。このとき、基準交差点からは必ず飽和交通流率で出發するものとする。また、幹線街路(多車線街路)同士が交差するキー交差点間を直進する車両のみを信号遅れの対象とするが、従道路への流出入車、および車群の拡散の影響については、次のような方法により考慮する。なお、ここでは、多車線街路同士の交差点をキー交差点, 多車線街路と片側1車線街路との交差点をマイナー交差点とする。

(1) 従道路への流出入車の影響

幹線街路では、キー交差点だけでなく、マイナー交差点でも車両の流出入がある。この従道路への流出入車により直進車のスムーズな走行が阻害される。

図5-3-2(1)は非飽和状態における車群の到着タイミングのイメージである。走行車が直進車のみと仮定した場合(A)は、交差点Cで停止する直進車は全体の8割であり、残りの2割は交差点Cで遅れを被らない。しかし、従道路への流出入車の影響を考慮すると(B)、全ての直進車が交差点Cで停止させられることとなる。

この従道路への流出入車の影響を考慮して旅行速度を推計するため、ここでは次のような仮定を設ける。

- i) 従道路への流出により、車群を構成する車両の台数は各マイナー交差点で減少する。しかし、ここでは車群が一旦停止するまで車群内の車両台数は不変とする。
- ii) 従道路からの流入車は、直進車が停止する際に統合される。※直進車が走行している間は統合されない。

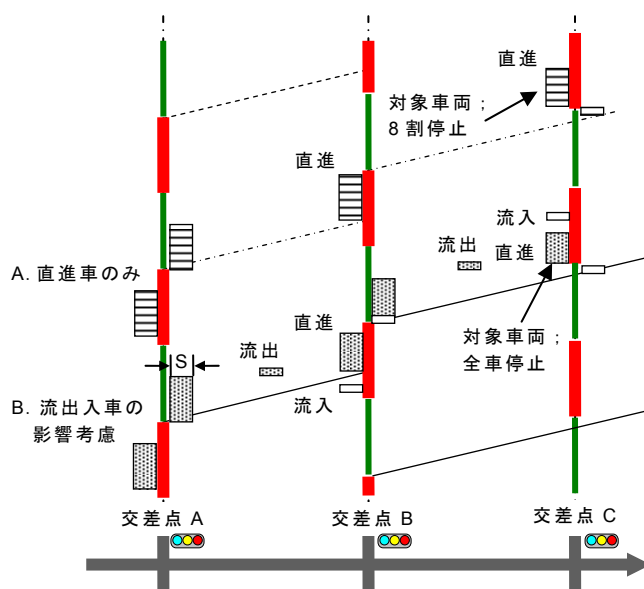


図 5-3-2(1) 非飽和状態の車群の到着タイミング

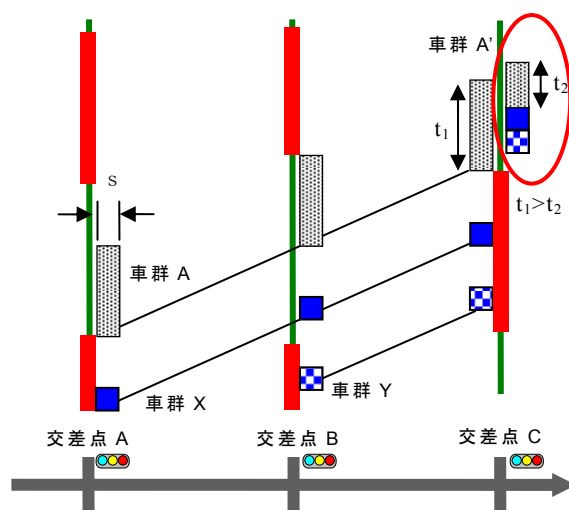


図 5-3-2(2) 従道路への流出入を考慮した場合の車群の集散イメージ

図5-3-2(2)は、上記の仮定に基づいて車群の集散をイメージした図である。車群Aは主道路を直進する車両であるが、オフセットの関係により交差点Bでは停止せず、通過する。このとき、仮定ii)に基づき従道路から流入してきた車群Xや車群Yとは統合されない。また、交差点Bから従道路へと流出する車両についてもこの時点では特に考えない。その後、交差点Bを通過した車群は交差点Cで一旦停止させられる。このとき、仮定i)に基づいて交差点AおよびBから流入した車群Xと車群Yが統合され、一方で、統合された車両台数分だけ車群Aから除く。その結果、新たに車群A'が形成される。これを繰り返し、最終的にキー交差点間を通過した車両のみを対象に区間の平均遅れを求める。

(2) 車群の拡散の影響

交差点を飽和交通流率で出発した車群は、走行距離に応じて徐々に拡散する。ここでは、走行距離と拡散との関係を明らかにするため、交差点間隔が比較的長い次の地点でビデオカメラによる観測調査を実施した。

ビデオカメラによる観測調査の概要

- 調査日時：2007年1月27日(日) 14:00～15:00
- 調査場所：岐阜県多治見市内，国道19号池田町交差点(A地点)，および交差点から南に650m，870m，1,430mの地点(B地点)
- 調査区間の概要：
 - ・ 区間の道路線形：緩やかな上り勾配
 - ・ 池田町交差点の信号制御：サイクル長120s，南行き直進車線の青時間65s
 - ・ 池田町交差点の交通状況：15分間交通流率472veh/h(※2車線平均)
- 調査方法：
 - ・ 池田町交差点(A地点)とその他1地点(B地点)に各1台，計2台のビデオカメラを設置し，A地点を出発した車群がB地点に到達したときの車群の通過所要時間を計測する。そして，それよりB地点の車群の交通流率を算出する。
 - ・ 各地点で5サイクルずつ観測する。(計15サイクル；5サイクル×3地点)

各地点で観測された車群の交通流率の5サイクルの平均値を図5-3-3に示す。これをみると、走行距離に応じて車群の交通流率が低下し、拡散することがわかる。この車群の拡散は、区間を通過する交通流率に応じて変化すると考えられる。しかし、あらゆる交通流率の下で車群の拡散状況を観測することは難しいため、ここではミクロ交通シミュレーションによって、走行距離と拡散の関係を算出し、モデル化する。

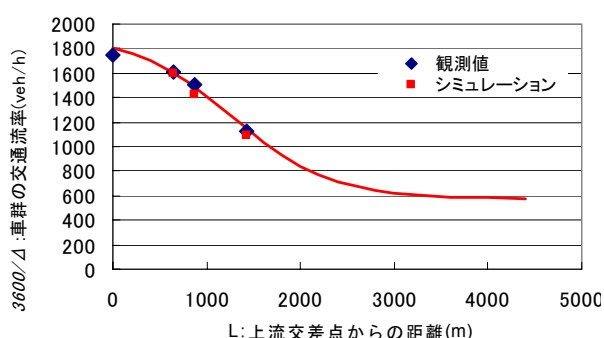


図 5-3-3 交通流率と走行距離との関係

本研究では、街路ネットワーク交通シミュレータ *INSPECTOR*⁷⁾により、走行距離と拡散の関係を再現する。*INSPECTOR*は、1台1台の車両の挙動を忠実に表現した微視的モデルである。車群の拡散を再現する上で重要となる車両の発生、車両の進行、車線変更は、次のように扱っている。

街路ネットワーク交通シミュレータ *INSPECTOR* の概要

■ 車両の発生

車両は負の指数分布に従った車頭分布により発生させ、発生時に車種、希望速度などの属性が与えられる。希望速度は正規分布を仮定して車両ごとに平均値からの偏差としてランダムに与え、これを各リンクの自由速度に加えることで、そのリンクにお

ける車両の希望速度としている．これによって，各リンクの自由速度に応じた希望速度を各車両に持たせることができる．

■ 車両の進行

追従状態にある時は，ある時点における走行状態(車等距離 S ，速度 V)と希望速度 V_{des} との関係(図5-3-4)から追従車頭距離に向けて加速/等速/減速のいずれかを図の速度－追従車頭距離(S - V)の関係から判定する．そのときの加速度は，速度の関数で決定する．また自由走行している車両は，その車両の希望速度まで徐々に加速する．

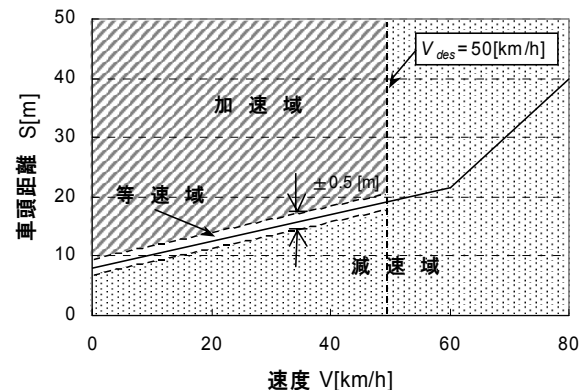


図 5-3-4 速度と追従車頭距離の関係
(希望速度が 50km/h のとき)

■ 車両変更

車線変更が実行されるのは，車線変更先の車両とのギャップが速度に応じた許容ギャップを上回るときである．渋滞時に十分なギャップが得られない場合には，割り込み/譲り挙動により車線変更を行う．

本研究では，図5-3-3に示す観測値とシミュレーション値ができる限り一致するように希望速度の偏差を0.1ごとに変化させ再現性を確認した．その結果，希望速度の偏差を1.6m/sとした場合に最も観測値とシミュレーション値が一致した(図5-3-3)．

本シミュレータを用いて，走行距離と車群の拡散の関係をモデル化する．まず，信号交差点から下流の地点(400m, 800m, 1,200m,...4,400)で車群の到着状況を観測し，車群の通過所要時間 t (s)とその構成台数 q (veh)より，車群の交通流率($=3600/(t/q)$)を算出する．そして，走行距離と車群の交通流率の関数に適当な分布形をあてはめる．ここでは，これをロジスティック関数とし，パラメータ推定を行った．その結果を図5-3-4，表5-3-1に示す．このとき，走行距離が長くなると車両の到着分布が一様になるとし，車群の交通流率の下限値をその区間を通過する交通流率とした．また，調査結果を参考に飽和交通流率を1,800veh/hとした．さらに，キー交差点の直進方向の有効青時間比を0.35とし，Degree of Saturation が0.6, 0.7,...1.0のときの関係を算出した．

$$3, 600/\Delta = a/(1 + \beta \exp(-\gamma L)) + s \quad (5.6)$$

ここに， Δ は車群の平均車頭時間(s)， L は信号交差点からの距離(m)， a ， β ， γ ， s はパラメータである．

図5-3-4より，走行距離が600mを超えると車群の交通流率が1600veh/hを下回る．さらに，走行距離が長くなり1,000mになると，車群の交通流率は1,330～1,490veh/hまで低下し，拡散の影響の考慮が必要となる．現在の我が国の幹線街路のように交差点間隔が比較的狭い場合は拡散の影響を考慮する必要性は低い，求められる走行性能を確保するためには，交差点間隔が広い場合についても検討しなければならない，その際

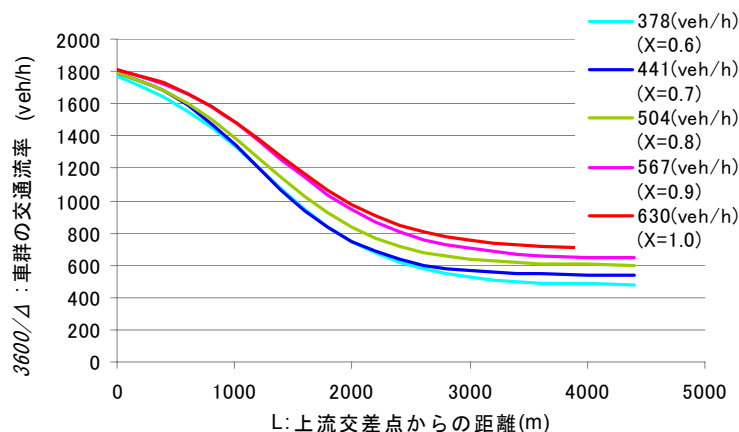


図 5-3-4 交通量別の走行距離と拡散の関係

表 5-3-1 ロジスティック曲線のパラメータ推定結果

Degree of Saturation (交通量(veh/h))	0.6 (378)	0.7 (441)	0.8 (504)	0.9 (567)	1.0 (630)
α	1,425	1,363	1,303	1,259	1,200
β	9.76	11.9	10.5	12.9	12.6
γ	0.00187	0.00210	0.00192	0.00185	0.00188
s	1,900	1,900	1,900	1,900	1,900

には車群の拡散の影響を無視できないケースも考えられる。

通常、車群は図5-3-5右のように、凸型に拡散すると考えられるが、ここでは図5-3-5左のように矩形波で拡散すると仮定する。このときの車群の交通流率は、表5-3-1のロジスティック曲線により走行距離とDegree of Saturationに応じて設定する。

ちなみに、車群が下流交差点に到着するパターンを、車群の拡散の影響を考慮して分類すると表5-3-2のようになる。

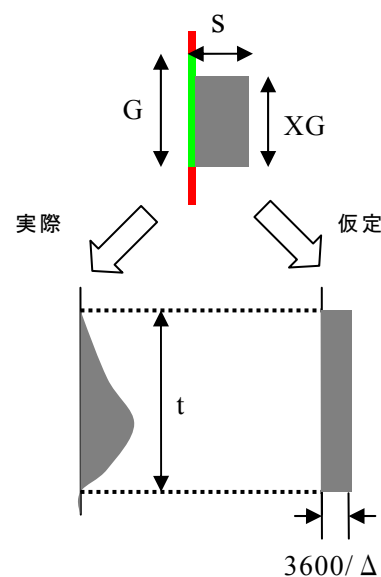


図 5-3-5 車群の拡散

表5-3-2 車群の拡散を考慮した場合の到着パターンの分類

	(i)赤で止められる車両0	(ii)後尾が止められる	(iii)車群の先頭が止められる
範囲条件	$0 \leq T - \theta < G \left(1 - X \frac{s}{3600/\Delta} \right)$	$G \left(1 - X \frac{s}{3600/\Delta} \right) \leq T - \theta < G$	$G \leq T - \theta < C$

C : サイクル長, G : 有効青時間, R : $C - G$, g : 青時間比(G/C), s : 飽和交通流率, q : 交差点での交通流率, X : degree of saturation(q/sg), $3600/\Delta$: 走行距離に応じた車群の交通流率, T : 基準交差点からの旅行時間, θ : 基準交差点からの絶対オフセット

5.3.2. 検証データの収集

5.3.1.の旅行速度推計手法を検証するため、名古屋市内の幹線街路のキー交差点間を対象にビデオカメラによる観測調査を行う。

(1) 調査区間の抽出

次のような条件を設け調査区間を抽出する。その結果、名古屋市環状線の秩父通-黒川と、松葉公園-昭和橋通3の2区間で観測調査を行った。両区間とも片側3車線街路で、またほぼ直線で見通しも良い。

調査区間の抽出条件

- ・ 多車線の幹線街路である
- ・ 非飽和状態である
 - ➔ 待ち行列が存在せず、過飽和となっていない区間
- ・ 区間の両端がキー交差点であり、その中に複数のマイナー交差点が存在する
 - ➔ 信号制御パラメータ(特にオフセット)の影響が確認できる区間
- ・ 区間内の交通状況(路上駐停車車両の有無など)や従道路への流出入交通量が確認できる
 - ➔ 見通しが良く、歩道橋などの高所からの観測ができる区間

(2) 調査区間の概要

1) 調査区間A；名古屋市環状線 秩父通-黒川

名古屋市環状線 秩父通-黒川の位置を図5-3-6に示す。この区間は約2.0kmであり、区間内には7つの交差点が存在する。このうち、城見通2は片側3車線の大津通りと交差しており、キー交差点である。しかし、他の6交差点は片側1車線街路との交差であり、交通の出入りも少なくマイナー交差点である。図中の赤円はキー交差点を、青円はマイナー交差点をそれぞれ示している。

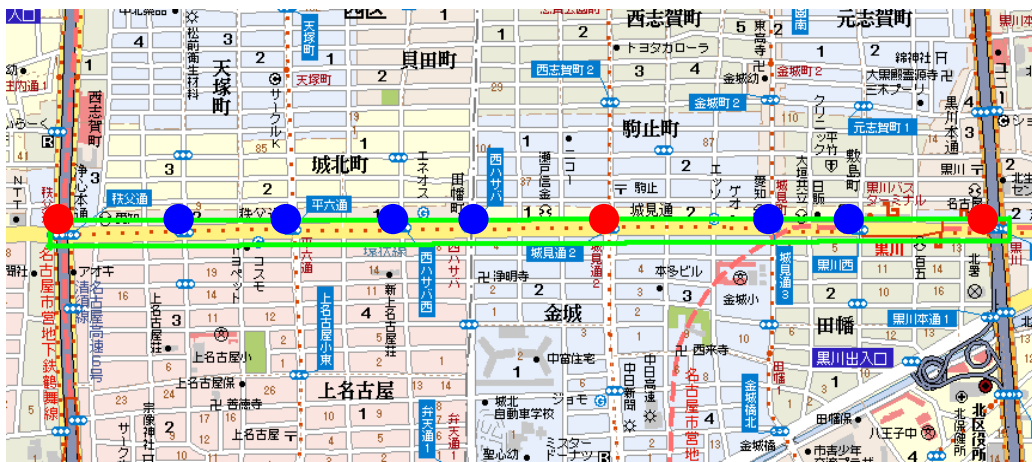


図 5-3-6 調査区間 A；名古屋市環状線 秩父通-黒川

2) 調査区間B；名古屋市環状線 松葉公園-昭和橋通3

名古屋市環状線 松葉公園-昭和橋通3の位置を図5-3-6に示す。この区間の長さは約1.8kmである。また、区間内には5つの交差点が存在するが、いずれの交差点も片側1車線街路との交差でありマイナー交差点である。

両区間の調査の概要を表5-3-3に整理する。ここでは、キー交差点の通過時刻をビデオデータより読み取り、全通過車両の旅行速度を計測した。

表 5-3-3 調査概要

	調査 A 名古屋市環状線 秩父通-黒川	調査 B 名古屋市環状線 松葉公園-昭和橋通 3
観測日時	2007,7.31(火) 12:40~14:50	2007,11.30(水) 8:40~10:00
観測項目	・ 調査区間の両端交差点での停止線通過時刻 ・ 各交差点の信号現示 ・ 各交差点の直進車及び右左折車台数 ・ 幹線街路上での路上駐停車状況	
交差点数 (うち区間内)	9 (7)	7 (5)
区間長(km)	2.00	1.81



図 5-3-6 調査区間 B；
名古屋市環状線 松葉公園-昭和橋通 3

(4) 検証データの整理

観測調査の結果を表5-3-4～表5-3-12に、また各区間の信号制御パラメータを図化したものを図5-3-7、図5-3-8に示す。この図の緑色は、主道路を直進する車両の有効青時間(G)であり、赤色はそれ以外の時間である。なお、調査当日はいずれも晴れており天候による影響は特になかった。

直進車線のDegree of Saturationは0.64～0.81であり、いずれの区間も非飽和状態であった。信号交差点を計画・設計する際の上限值とされるDegree of Saturationが0.90であることを考えると、非飽和状態の中でも比較的飽和に近い状態の交通状況であったといえる。なお、ここで直進車線のDegree of Saturationとは、区間の始点となるキー交差点を直進する車両の交通流率を飽和交通流率と青時間比で除したものである。このときの飽和交通流率は、実際に観測した値より1,800veh/hとした。

サイクル長は両調査区間とも区間全体で共通となっており、調査区間Aが150s、調査区間Bが140sであった。しかし、オフセットは区間全体で設定されているとはいえず、調査区間Aは秩父通-城見通2と城見通3-黒川の2つに、調査区間Bでは松葉公園-太平通2、太平通3-太平通5、太平通7-昭和橋通3の3つに、分けて設定されているように見受けられる。ちなみに、マイナー交差点における直進方向の青時間比は0.51-0.72であり、調査区間が主道路として信号制御されていることが確認できる。

表5-3-4 調査区間の交通状況の整理

	道路名	調査区間	区間長 (km)	交差点数		サイクル長 (s)	青時間比*		NO	方向	直進車線の Degree of Saturation
				キー	マイナー		キー	マイナー			
A	名古屋環状線 (片側3車線)	秩父通～ 黒川	2.0	3	6	150	0.30- 0.38	0.55- 0.72	1	東行	0.64
									2	西行	0.78
B	名古屋環状線 (片側3車線)	松葉公園～ 昭和橋通3	1.8	2	5	140	0.32- 0.43	0.51- 0.71	3	南行	0.81
									4	北行	0.66

*青時間比はサイクル長に対する直進車線の青現示と黄現示との合計

表5-3-5 調査区間A, 東行きの信号制御パラメータ

東行き	交差点番号	1	2	3	4	5	6	7	8	9
q:交通流率 470(veh/h) C:サイクル長 150(s)	交差点名	秩父通	(不明)	平六通	西ハサバ西	西ハサバ	城見通2	城見通3	黒川西	黒川
	G:青時間(s) *	55	101	83	108	90	57	83	95	45
	g:青時間比	0.37	0.67	0.55	0.72	0.60	0.38	0.55	0.63	0.30
	θ:オフセット(s) **		4	12	-18	14	-12	-92	0	18
	L:交差点間距離(m)		280	220	240	150	280	360	190	280

*青時間は直進車線の青現示と黄現示との合計時間, **オフセットの値は隣接する交差点での値

表5-3-6 調査区間A, 西行きの信号制御パラメータ

西行き	交差点番号	9	8	7	6	5	4	3	2	1
q:交通流率 596(veh/h) C:サイクル長 150(s)	交差点名	黒川	黒川西	城見通3	城見通2	西ハサバ	西ハサバ西	平六通	(不明)	秩父通
	G:青時間(s) *	45	95	83	57	90	108	83	101	55
	g:青時間比	0.30	0.63	0.55	0.38	0.60	0.72	0.55	0.67	0.37
	θ:オフセット(s) **		-18	0	92	12	-14	18	-12	-4
	L:交差点間距離(m)		280	190	360	280	150	240	220	280

*青時間は直進車線の青現示と黄現示との合計時間, **オフセットの値は隣接する交差点での値

表5-3-7 調査区間B, 南行きの信号制御パラメータ

南行き	交差点番号	1	2	3	4	5	6	7
q:交通流率 664(veh/h) C:サイクル長 140(s)	交差点名	松葉公園	太平通2	太平通3	太平通5	太平通7	(不明)	昭和橋通3
	G:青時間(s) *	60	95	88	72	88	99	45
	g:青時間比	0.43	0.68	0.63	0.51	0.63	0.71	0.32
	θ:オフセット(s) **		-13	53	-2	69	-8	33
	L:交差点間距離(m)		300	300	450	380	190	190

*青時間は直進車線の青現示と黄現示との合計時間, **オフセットの値は隣接する交差点での値

表5-3-8 調査区間B, 北行きの信号制御パラメータ

北行き	交差点番号	7	6	5	4	3	2	1
q:交通流率 633(veh/h) C:サイクル長 140(s)	交差点名	昭和橋通3	(不明)	太平通7	太平通5	太平通3	太平通2	松葉公園
	G:青時間(s) *	45	99	88	72	88	96	60
	g:青時間比	0.32	0.71	0.63	0.51	0.63	0.69	0.43
	θ:オフセット(s) *		-33	8	-69	2	-53	13
	L:交差点間距離(m)		190	190	380	450	300	300

*青時間は直進車線の青現示と黄現示との合計時間, **オフセットの値は隣接する交差点での値

表5-3-9 調査区間A, 東行きの交差点別流出入車両割合

東行き	交差点番号	1	2	3	4	5	6	7	8	9
	交差点名	秩父通	(名称不明)	平六通	西ハサバ西	西ハサバ	城見通2	城見通3	黒川西	黒川
	従道路への流出車割合	-	0.020	0.175	0.019	0.072	0.289	0.135	0.090	0.439
	従道路からの流入車割合	0.255	0.056	0.097	0.020	0.061	0.214	0.082	0.023	-

表5-3-10 調査区間A, 西行きの交差点別流出入車両割合

西行き	交差点番号	9	8	7	6	5	4	3	2	1
	交差点名	黒川	黒川西	城見通3	城見通2	西ハサバ	西ハサバ西	平六通	(名称不明)	秩父通
	従道路への流出車割合	-	0.069	0.120	0.163	0.025	0.027	0.135	0.016	0.251
	従道路からの流入車割合	0.487	0.028	0.117	0.228	0.026	0.012	0.121	0.060	-

表5-3-11 調査区間B, 南行きの交差点別流出入車両割合

南行き	交差点番号	1	2	3	4	5	6	7
	交差点名	松葉公園	太平通2	太平通3	太平通5	太平通7	(名称不明)	昭和橋通3
	従道路への流出車割合	-	0.027	0.063	0.127	0.088	0.014	0.271
	従道路からの流入車割合	0.245	0.039	0.074	0.095	0.046	0.019	-

表5-3-12 調査区間B, 北行きの交差点別流出入車両割合

北行き	交差点番号	7	6	5	4	3	2	1
	交差点名	昭和橋通3	(名称不明)	太平通7	太平通5	太平通3	太平通2	松葉公園
	従道路への流出車割合	-	0.010	0.128	0.068	0.100	0.012	0.260
	従道路からの流入車割合	0.237	0.106	0.063	0.130	0.055	0.077	-

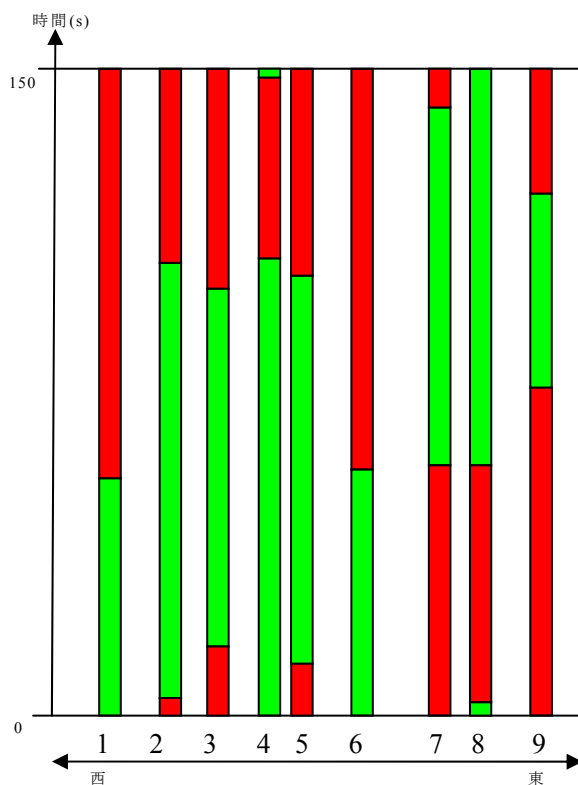


図 5-3-7 調査区間 A の各信号現示

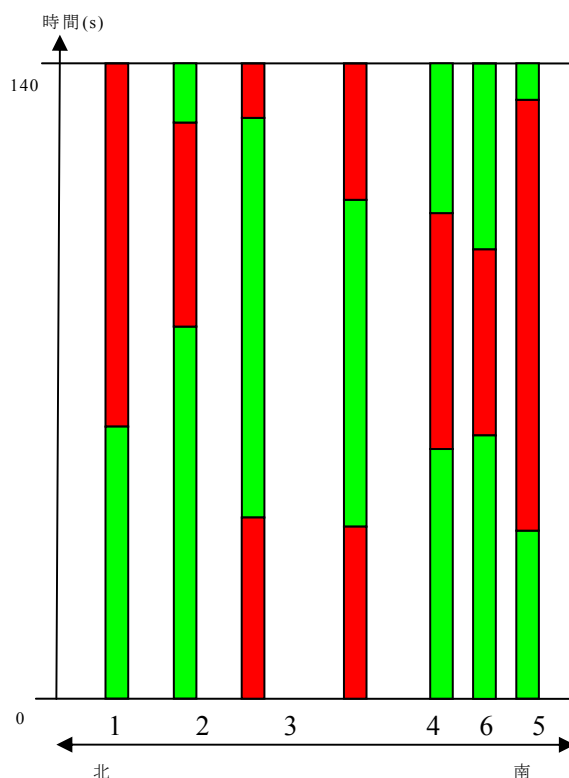


図 5-3-8 調査区間 B の各信号現示

5.3.3. 推計精度の検証

(1) 旅行速度の観測結果

直進により調査区間を通過した車両が両端のキー交差点の停止線を通過した時刻をビデオデータから計測し，その差を本区間の旅行時間とする．そして，式5.1により区間旅行速度 V_{travel} を算出する．なお，このとき自由走行時の車両速度を観測し，平均自由速度 V_f を50km/hとした．各調査区間の旅行時間および旅行速度の観測結果を表5-3-13に整理する．

各調査区間とも100サンプル以上を取得することができた．直進車線の *Degree of Saturation* には大きな違いがないにも関わらず調査区間Aに比べて調査区間Bの方が平均旅行速度が高いことがわかる．これは調査区間Bに比べ調査区間Aの方がサイクル長が長く，またキー交差点の青時間比が小さいため，停止によって被る遅れが大きいのではないだろうか．さらに，調査区間Aの方が区間内の交差点数が多く，しかもこれにはキー交差点が含まれている．この結果，調査区間Aの旅行速度が低いと考えられる．しかし，これらはあくまでも推測であり観測データによって検証した結果ではない．

表5-3-13 各調査区間の旅行時間と旅行速度

	調査区間A		調査区間B	
	東行き	西行き	南行き	北行き
サンプル数	103	102	253	250
平均旅行時間(s)	292	279	208	213
最小旅行時間(s)	229	218	126	146
最大旅行時間(s)	387	385	287	321
旅行時間の標準偏差	53.8	58.2	48.6	53.4
平均旅行速度(km/h)	24.5	25.7	31.3	30.5

(2) 観測値と推計値の比較

5.3.1.で構築した，車群の集散を基本とし，従道路への流出入車や車群の拡散の影響を考慮した旅行速度推計手法の推計精度を検証する．このとき，各交差点での従道路への流出入車の割合(表5-3-9～表5-3-12)，飽和交通流率(1, 800veh/h)は，実際に観測された値を用いる．また，車群の到着タイミングと待ち行列の捌け時間の関係によっては，基準交差点から飽和交通流率で車群が発発しないケースが実際には考えられるが，ここでは一律に飽和交通流率で発発するものとする．たとえば，車群の先頭が赤で停められた直後に信号が青に変わると，車群の後尾に到着する車両は一旦停止することなく，そのままの車群の交通流率で発発する可能性もある．しかし，ここではこのようなケースについては考慮しない．

観測値と推計値の比較結果を表5-3-14，並びに図5-3-9に示す．なお，従道路への流出入車および車群の拡散の考慮の必要性を確認するため，ここでは表5-3-14に示す3つのケースにより平均旅行速度を推計した．

これをみると、従道路への流入車および車群の拡散の影響を考慮しないケース1が最も推計精度が悪く、これら要因の考慮の必要性がわかる。また、ケース2とケース3を比較すると、車群の拡散の考慮が推計精度の向上にあまり寄与していないように見受けられる。しかし、検証区間の交差点間隔が250～300m程度と短いことをふまえて

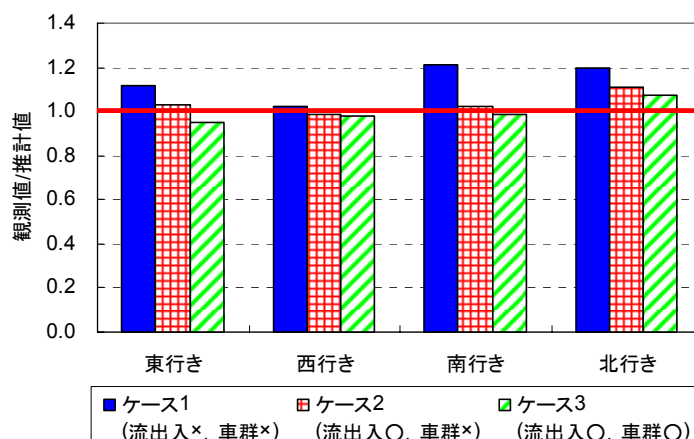


図 5-3-9 ケース別推計精度の比較

と、この結果のみで判断することは適当ではない。ここでは、交差点間隔が長い区間を推計する際には車群の拡散の考慮は必要と考える。

両要因の影響を考慮するケース3は、調査区間B 北行きで旅行速度を7%程度過大に推計しているものの、それ以外の区間では推計誤差が5%以下であり、全体的な推計精度は良好といえる。よって、5.3.4.では、この推計手法(ケース3)を用いて、交差点密度(間隔)および信号制御パラメータを考慮し平均旅行速度を推計する。そして、*Degree of Saturation*との関係($q-v$ 性能曲線)を分析する。

表5-3-14 旅行速度の観測値と推計値の比較

ケース	流出入	拡散	項 目	調査区間A		調査区間B	
				東行き	西行き	南行き	北行き
-	-	-	観測値(km/h)	24.5	25.7	31.3	30.5
1	×	×	推計値(km/h)	27.5	26.2	37.8	36.6
			推計値/観測値	1.12	1.02	1.21	1.20
2	○	×	推計値(km/h)	25.2	25.4	31.9	33.7
			推計値/観測値	1.03	0.99	1.02	1.11
3	○	○	推計値(km/h)	23.3	25.1	30.8	32.6
			推計値/観測値	0.95	0.98	0.99	1.07

5.3.4. 幹線街路における q - v 性能曲線

5.3.1.で構築した旅行速度推計手法を用いて、幹線街路の一般的な q - v 性能曲線を交差点密度(間隔)や信号制御パラメータ(サイクル長, スプリット, オフセット)に応じて設定する. このとき, 青時間利用率である*Degree of Saturation*($=q/gs$;ここに q は交通量, s は飽和交通流率, g は青時間比である)を q とし, 区間の平均旅行速度 V_{travel} を v とする.

(1) 条件設定

一般化に際して, 本推計手法の説明要因である, 道路条件, 交通条件, 信号制御パラメータを以下のように設定する. なお, 平均自由速度 V_f , 飽和交通流率は, それぞれ5.3.2で収集した地点の観測結果をもとに50km/h, 1, 800km/hとする.

1) 道路条件 (キー交差点間隔, マイナー交差点間隔)

a) キー交差点間隔

キー交差点間隔は, 1.0km, 1.5km, 2.0kmとする. ちなみに, 名古屋市内では, 幹線街路が500m~2, 000m間隔で設置されている(※検証データを収集した調査区間Aは約1.0km, 調査区間Bは1.8kmであった).

b) マイナー交差点間隔

区間内(キー交差点間)に, 1~7箇所のマイナー交差点が存在するよう, 交差点間隔を設定する.

2) 交通条件 (*Degree of Saturation*, 従道路への流出入車の割合)

a) *Degree of Saturation*

比較的交通量が多い幹線街路の*Degree of Saturation*は, 少なくとも0.6以上あると考えられる. また, 都市間道路の q - v 性能曲線からもわかるように, 一般に交通量が増加すると速度は低下する. ここでは, *Degree of Saturation*を0.6, 0.7, 0.8, 0.9, 1.0とし, *Degree of Saturation*の増加に伴う旅行速度の変化について分析する.

b) 従道路への流出入車の割合

周辺の地域特性に応じて従道路への流出入車の割合は大きく変化するが, ここでは, 5.3.2で収集した検証データを参考(表5-3-9~表5-3-12)に, キー交差点で0.30, マイナー交差点で0.07と一律に設定する.

3) 信号制御パラメータ(サイクル長, スプリット, オフセット)

a) サイクル長

我が国の幹線街路の信号サイクル長は一般に長い. このことは5.3.2で収集した地点のサイクル長が140s, 150sということからもわかる. これに対して, 諸外国の信号サイクル長は60~90sの場合もある. ここでは, サイクル長を60s, 90s, 120s, 150s, 180sの5つに分類し, サイクル長が旅行速度に与える影響について分析する.

b) スプリット(青時間比)

幹線街路の青時間比は交差点に応じて様々であるが，ここでは**5.3.2**で収集した地点の青時間比を参考(表5-3-9～表5-3-12)に，キー交差点で0.35，マイナー交差点で0.70とする．交差する道路の交通量の割合を考えると，妥当な値といえる．

c) オフセット

同時，優先，非優先の3種類のオフセットを対象とする．なお，ここで非優先とは，優先ではない方向のオフセットのことであり，必ずしも同時オフセットよりも旅行時間がかかり，旅行速度が低くなるとは限らない(図5-3-10)．

表5-3-15 設定条件の整理

	項目	設定条件
道路条件	キー交差点間隔	1.0km, 1.5km, 2.0km
	マイナー交差点間隔	200～500m間隔(区間内に1～7箇所)
交通条件	Degree of Saturation	0.6, 0.7, 0.8, 0.9, 1.0
	従道路への流出入車の割合	キー交差点；0.30，マイナー交差点；0.07
信号制御パラメータ	サイクル長	60s, 90s, 120s, 150s, 180s
	スプリット(青時間比)	キー交差点；0.35，マイナー交差点；0.70
	オフセット	同時，優先，非優先

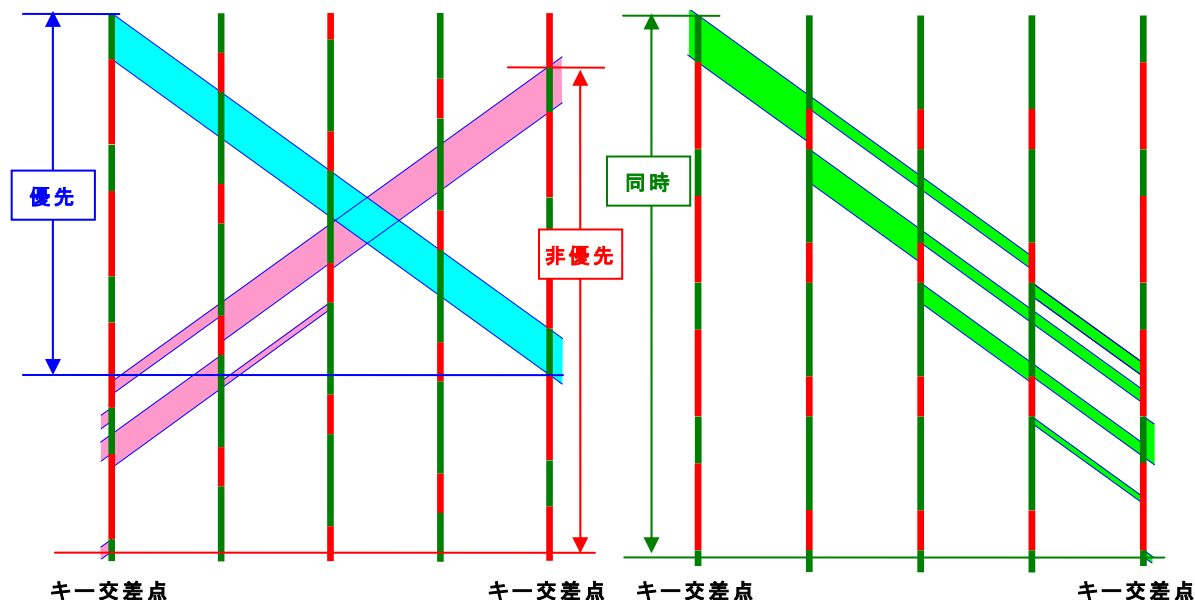


図 5-3-10 オフセット別のリンク旅行時間の関係
(キー交差点間隔 2.0km，マイナー交差点間隔 500m，サイクル長 60s)

(2) 様々な条件下における平均旅行速度の推計

(1)の条件に基づき平均旅行速度を推計し、*Degree of Saturation*と平均旅行速度の関係について分析・考察する。推計結果を表5-3-16～表5-3-18に整理する。

図 5-3-11 はキー交差点間隔 1.5km, マイナー交差点間隔500m, 同時オフセットのときの*Degree of Saturation*と平均旅行速度の関係を示したものである。これをみると、グラフの形状には大きく2つのタイプがあることがわかる。1つ目はC=60s, 90s, 150s, 180sのタイプ(以下、タイプ1)で傾きがほぼ一定のもの、2つ目はC=120sのように*Degree of*

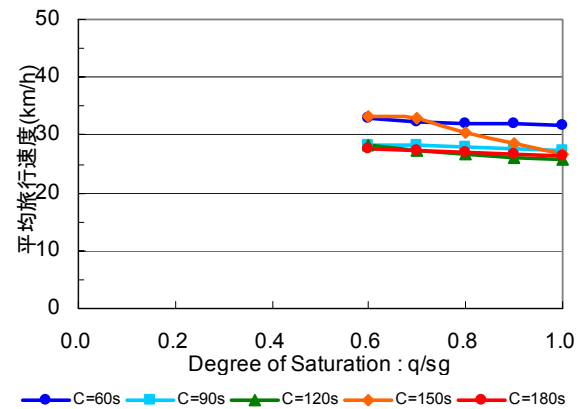


図 5-3-11 *Degree of Saturation* と旅行速度の関係
(キー交差点間隔;1. 5km, マイナー交差点間隔;500m, オフセット;同時)

*Saturation*の増加に伴い傾きが大きくなるタイプ(以下、タイプ2)である。これは車群の集散パターンの違いによるものである。各タイプの車群の集散パターンを図5-3-12, 図5-3-13に示す。タイプ1では、最も遅れを被るキー交差点で車群の先頭が止められる。この場合、赤で止められる遅れ時間は、車群の先頭が到着した時刻から青開始の時刻までであり、ほぼ全車両がこの遅れを被ることになる。このため、たとえ*Degree of Saturation*が増加しても平均遅れ時間に大きな違いは生じない。一方、タイプ2は車群の後尾がキー交差点で止められる。この場合、*Degree of Saturation*が増加するにしたがい赤で止められる車両の台数が増加し、被る遅れ時間も大きくなる。

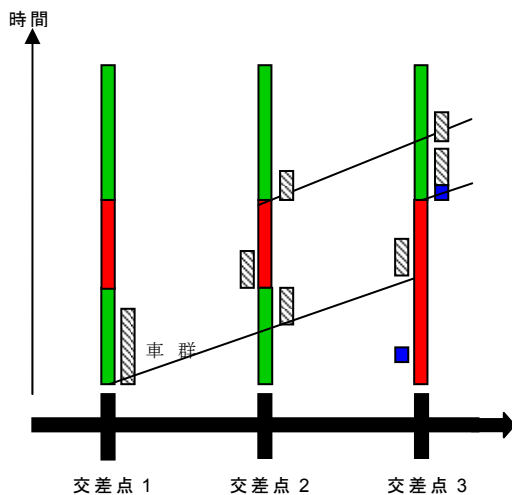


図 5-3-12 タイプ1の車群の集散パターン

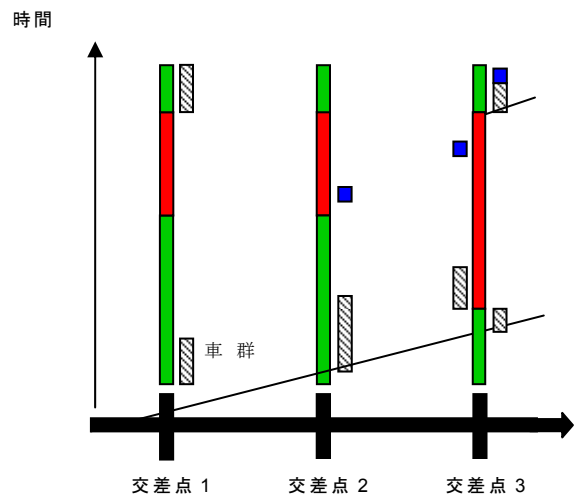


図 5-3-13 タイプ2の車群の集散パターン

また、一般にサイクル長が短い方が1回の停止で被る遅れが小さく、平均旅行速度が高くなると考えられる。しかし、このケースでは、 $C=120s$ よりも $C=150s$ の方が平均旅行速度が高い。これは、越³⁾が示しているように、キー交差点間の旅行時間に応じて適切なサイクル長があるためと考えられる。

5.2.1(2)で紹介したリンク最小遅れ推計式(越式)を用いることにより、理想条件下のサイクル長と遅れの関係を求めることができる。ここでは、越式によって求められる同時オフセットのときのサイクル長 C と遅れ d の関係を、リンク往復所要時間 T により正規化し、グラフ化した(図5-3-14)。なお、リンク往復所要時間 T は、キー交差点間隔と自由走行速度(ここでは $50km/h$)によって求めた。また、越式では青時間比を0.5としている点に注意が必要である。

さらに、図5-3-14には、ここで対象としているキー交差点間隔 $1.5km$ 、マイナー交差点間隔 $500m$ のときのサイクル長ごとの C/T と d/T の関係を併せて示す。これをみると、 $C=90s$ 、 $C=120s$ のとき、本研究の推計値と越式の値との差が大きい、両方とも遅れ d/T がサイクル長 C/T に応じて振幅する傾向が見てとれる。なお、本研究の推計値と越式の値とが必ずしも一致しない理由は、推計値では、青時間比を0.35としている、区間内にいくつかのマイナー交差点がある、車群の拡散を考慮している、からである。 $C=150s$ の方がそれよりもサイクル長が短い $C=90s$ 、 $C=120s$ よりも平均旅行速度が高くなる理由は、以上より説明することができる。

図5-3-15は、キー交差点間隔 $2.0km$ のときの C/T と d/T の関係である。キー交差点間隔 $1.5km$ に比べ、サイクル長 C に応じて遅れ d が振幅する傾向がみられない。また、越式の値と比較して全体的に d/T が過大となっている。これは、走行距離が長くなるにしたがい車群の拡散が大きくなるためである。

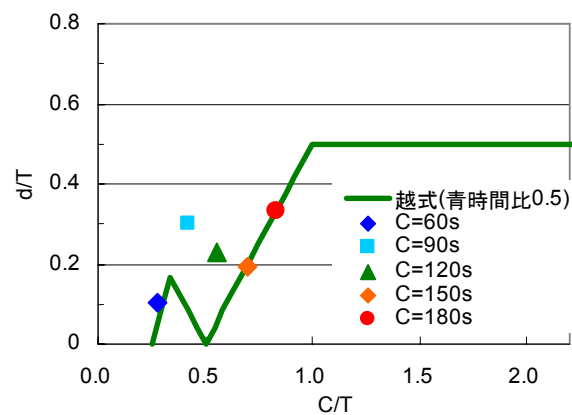


図 5-3-14 キー交差点間隔 1. 5km
同時オフセット時の C/T と d/T の関係

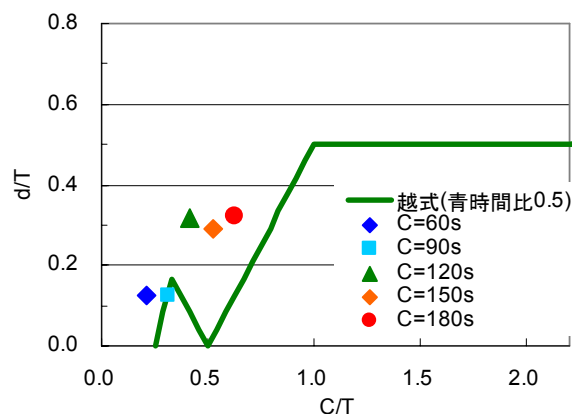


図 5-3-15 キー交差点間隔 2. 0km
同時オフセット時の C/T と d/T の関係

図5-3-16は、キー交差点間隔1.5km, マイナー交差点間隔500m, 優先オフセットのときの*Degree of Saturation*と平均旅行速度の関係である。同時オフセットに比べて、全体的に平均旅行速度が高い。また、*Degree of Saturation*が増加するにつれ、平均旅行速度が低下する傾向がある。これは、車群の拡散の影響を考慮しているためで、たとえ優先オフセットであっても車群の後尾が赤で停められることもあるからである。この平均旅行速度の低下量は、サイクル長が長くなるほど大きくなる。つまり、優先オフセットの場合、サイクル長を極力短くすることで、平均旅行速度が向上するのである。但し、実際には停止回数など他の指標・観点からも評価することが必要であり、総合的に最適なサイクル長を判断しなければならない。

図5-3-17は、マイナー交差点間隔500m, サイクル長120s, 優先オフセットのときの*Degree of Saturation*と平均旅行速度の関係である。全体的に、キー交差点間隔が狭いほど平均旅行速度が高い。これは、キー交差点間隔が広く、走行距離が長くなると車群が拡散し、赤で停止する車両が増えるためである。また、*Degree of Saturation*が増加すると平均旅行速度が低下するが、その低下量は、キー交差点間隔が狭いほど大きく、広がるにしたがって小さくなる。これは、キー交差点間隔が広いと車群が拡散し一様到着に近づくため、*Degree of Saturation*の増加の影響を受けにくいからと考えられる。図5-3-4より、走行距離が2.0km程度になるとほとんど一様到着となることがわかる。

図5-3-18は、キー交差点間隔1.5km, マイナー交差点間隔500m, 非優先オフセットのときの*Degree of Saturation*と平均旅行速度の関係である。これをみると、C=60sで最

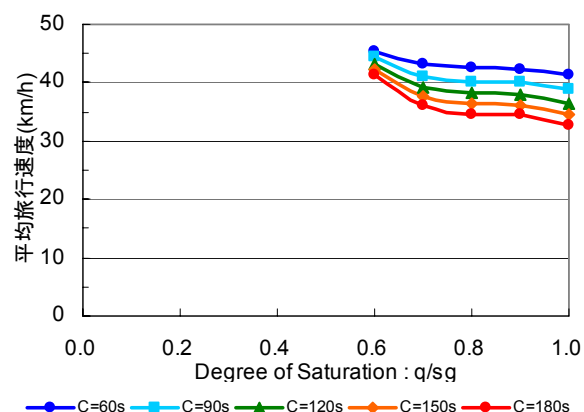


図 5-3-16 *Degree of Saturation* と旅行速度の関係
(キー交差点間隔;1.5km, マイナー交差点間隔;500m, オフセット;優先)

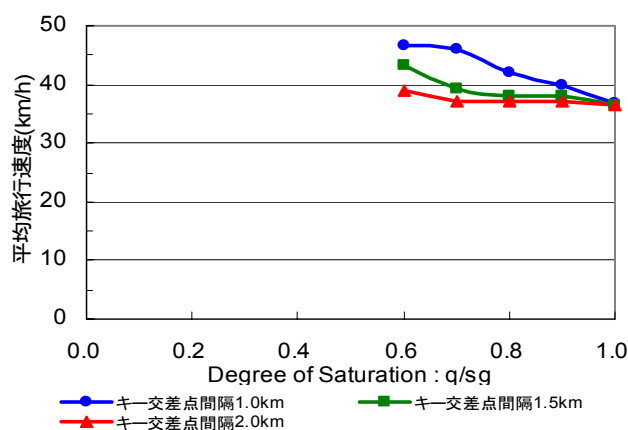


図 5-3-17 *Degree of Saturation* と旅行速度の関係
(マイナー交差点間隔;500m, オフセット;優先, サイクル長;120s,)

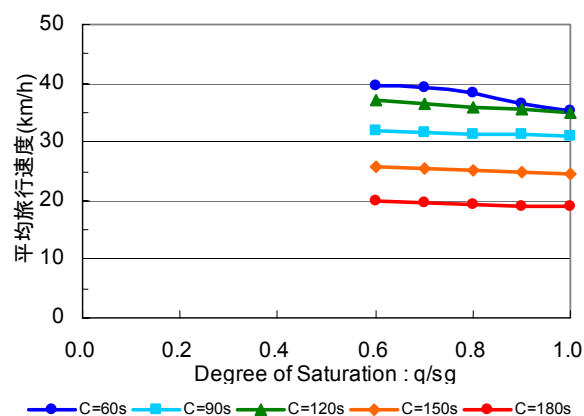


図 5-3-18 *Degree of Saturation* と旅行速度の関係
(キー交差点間隔;1.5km, マイナー交差点間隔;500m, オフセット;非優先)

も平均旅行速度が高く，サイクル長が長くなるにつれ平均旅行速度が低下することがわかる．しかし，同時オフセットと同様に，オフセットのタイミングによって，必ずしもこの関係が成立するとは限らず，サイクル長が長い方が旅行速度が高くなる場合もある．

以上より，平均旅行速度によって評価すると，優先オフセットを導入する場合は極力サイクル長を短くすることが望ましく，同時オフセットの場合は交差点間隔を考慮し遅れを小さくする最適なサイクル長を選択する必要がある．

表5-3-16 キー交差点間隔1.0kmのときの旅行速度とDegree of Saturationとの関係(q-v性能曲線)

カテゴリ	交差点間距離200m (マイナー交差点数4箇所/1.0km)	交差点間距離250m (マイナー交差点数3箇所/1.0km)	交差点間距離333m (マイナー交差点数2箇所/1.0km)	交差点間距離500m (マイナー交差点数1箇所/1.0km)
同時				
優先				
非優先				

表5-3-17 キー交差点間隔1.5kmのときの旅行速度とDegree of Saturationとの関係(q-v性能曲線)

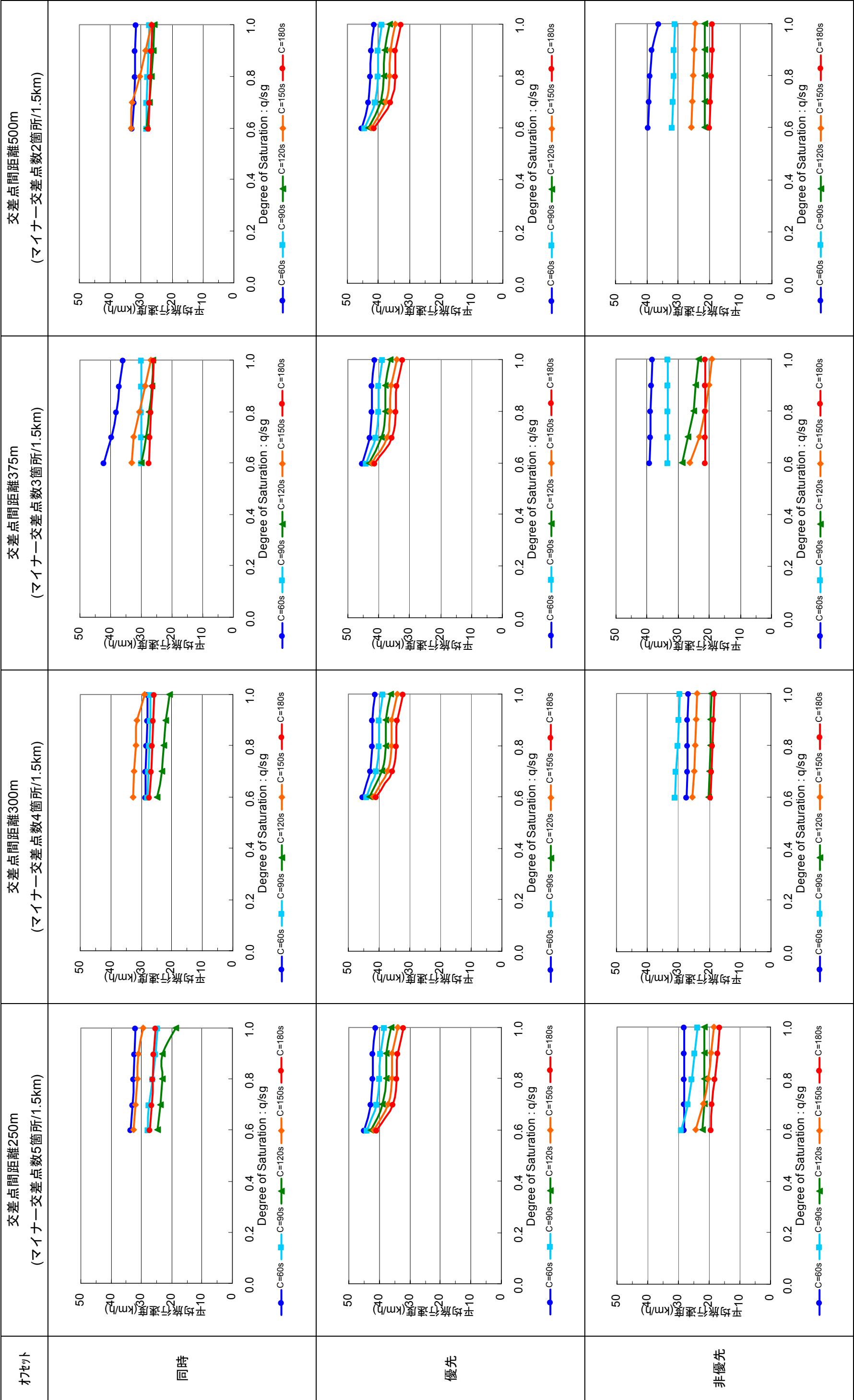
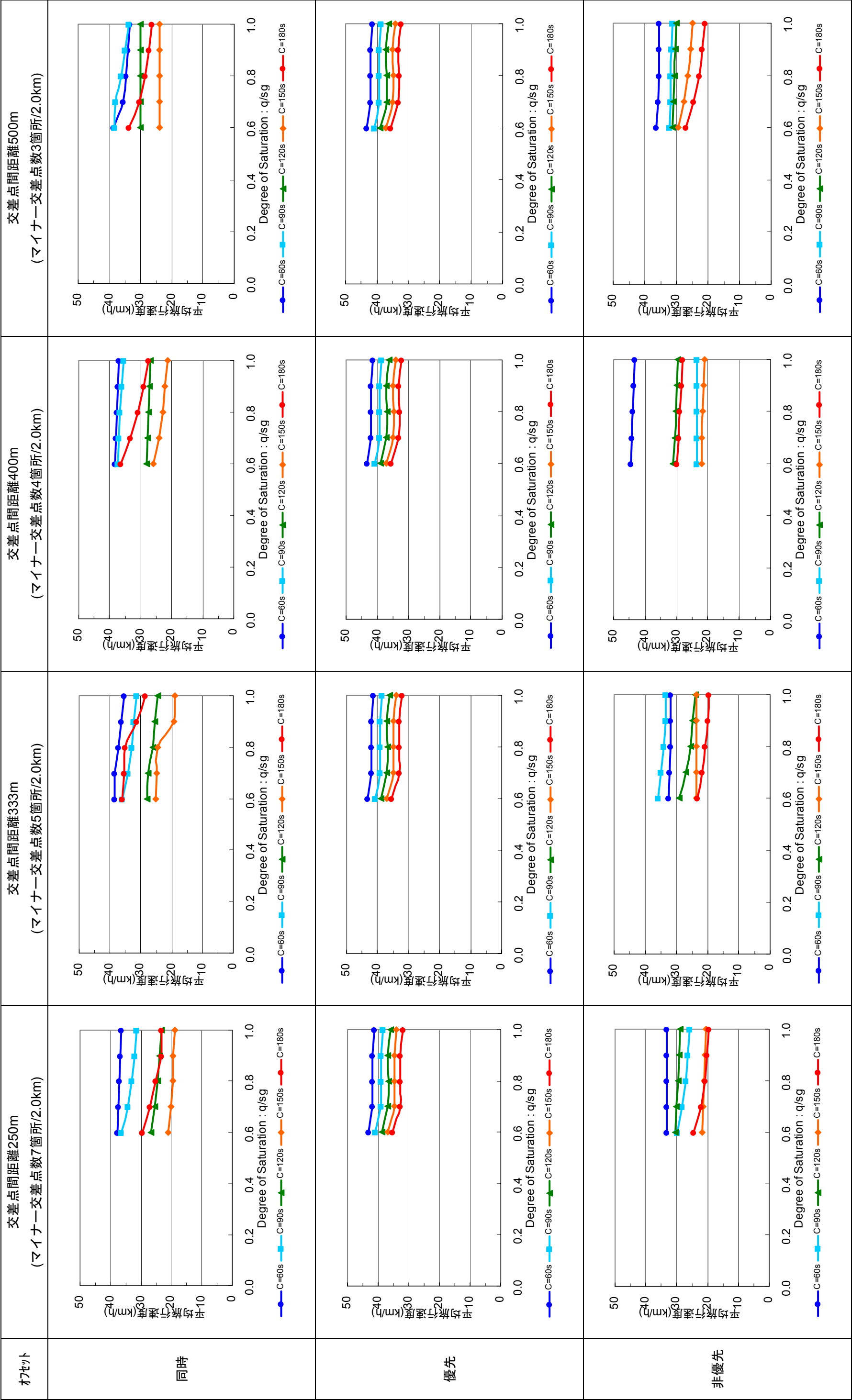


表5-3-18 キー交差点間隔2.0kmのときの旅行速度とDegree of Saturationとの関係(q-v性能曲線)



5.4. 街路系道路の計画・設計手法の開発

5.3.で構築した幹線街路の旅行速度推計手法を用いることで、事前に幹線街路の走行性能を評価し、道路を計画・設計することが可能となる(図5-4-1参照).

たとえば、両方向の*Degree of Saturation* が0.8、キー交差点間隔が1.5kmの幹線街路を、目標旅行速度35.0km/h以上(性能目標)として計画・設計することを想定する. この条件で推計される平均旅行速度をサイクル長別、マイナー交差点間隔別に整理すると表5-4-1のようになる. このとき、両方向の*Degree of Saturation* が同じであるため、同時オフセットとする.

これをみると、マイナー交差点間隔が250m、300mと狭い場合は、たとえサイクル長を最適にしても、平均旅行速度が30km/h強にしかならず、目標旅行速度35.0km/h以上を達成することができない. しかし、マイナー交差点間隔を375mとし、サイクル長を60sとすれば、目標旅行速度を達成できる. つまり、求められる性能を十分保証するためには、計画的にマイナー交差点を設置しなければならない.

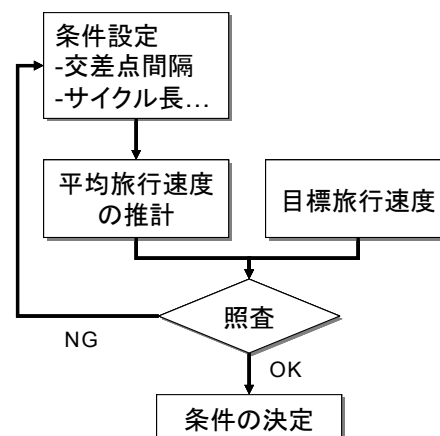


図 5-4-1 街路系道路の計画・設計フロー

表5-4-1 サイクル長別・マイナー交差点間隔別の旅行速度推計結果
(*Degree of Saturation*;0.8, キー交差点間隔;1.5km, オフセット;同時)

		サイクル長(s)				
		60	90	120	150	180
マイナー 交差点間隔 (m)	250	32.3	26.7	23.2	31.5	26.2
	300	28.3	27.5	22.5	31.8	26.5
	375	38.1	30.0	27.4	30.7	26.7
	500	32.1	27.9	26.6	30.3	27.0

※青網掛け；平均旅行速度35.0km/h以上，黄網掛け；平均旅行速度30.0km/h以上

また、*Degree of Saturation* が両方向0.8ではなく、各方向0.6、0.9の幹線街路を想定すると、推計されるサイクル長別、マイナー交差点間隔別の平均旅行速度は表5-4-2のようになる。但し、これは、*Degree of Saturation*が0.9の方向を優先オフセットとし、反対方向を非優先オフセットとした結果である。これより、サイクル長を60sとすることでマイナー交差点間隔300mを除くほとんどのケースで両方向とも平均旅行速度35.0km/h以上となり目標旅行速度を達成できることがわかる。

表5-4-2 サイクル長別・マイナー交差点間隔別の旅行速度推計結果
(*Degree of Saturation*;0.9/0.6, キー交差点間隔;1.5km, オフセット;優先/非優先)

		サイクル長(s)				
		60	90	120	150	180
マイナー 交差点間隔 (m)	250	42.1/40.9	39.8/29.0	37.6/22.2	35.7/24.5	34.0/19.4
	300	42.2/27.3	39.9/31.0	37.8/20.1	35.9/25.4	34.1/19.5
	375	42.3/39.3	40.0/33.3	37.9/28.8	36.0/26.2	34.3/21.4
	500	42.4/39.4	40.1/31.9	38.1/37.1	36.2/25.9	34.5/19.8

※青網掛け；平均旅行速度35.0km/h以上，黄網掛け；平均旅行速度30.0km/h以上

次に、検証データを収集した調査区間Bの走行性能向上施策について検討する。このとき、*Degree of Saturation*、従道路への流出入車の割合、青時間比などは実際に観測された値を用いる。

a) サイクル長の変更

サイクル長を現行の140sから60sに変更すると、平均旅行速度は、南行きで3km/h程度向上する。しかし、北行きが3km/h程度低下するため、全体的には、走行性能が向上するとは言い難い。

b) オフセットの変更

同時オフセットにすると、両方向とも現状より平均旅行速度が低下する。また、どちらかの方向を優先オフセットとしても、優先方向の平均旅行速度は向上するものの、非優先方向は25km/h以下まで低下する。すなわち、観測された交通状況下では、同時、優先/非優先オフセットよりも現状のオフセットの方が適当といえる。

c) マイナー交差点の見直し

対象区間内には5つのマイナー交差点があるが、このうち1つのマイナー交差点(太平通7；図5-4-2の■交差点)を閉鎖し、従道路からの流入を主道路への左折のみとする。その結果、両方向の平均旅行速度は35.0km/h程度になり、走行性能が向上することとなる。



図 5-4-2 調査区間 B

以上より，調査区間Bの走行性能を向上させる最も有効な施策は，マイナー交差点を見直し，太平通7交差点の閉鎖することとなる。

表5-4-3 走行性能向上施策別の平均旅行速度推計結果

走行性能向上施策		南行き	北行き
現状	(推計値)	30.8	32.6
サイクル長の変更	C=140s→C=60s	33.4(+)	29.6(-)
オフセットの変更	同時オフセット	22.0(-)	22.7(-)
	南行き優先オフセット	37.8(+)	21.8(-)
	北行き優先オフセット	22.8(-)	40.0(+)
マイナー交差点の見直し	太平通7交差点の閉鎖	35.1(+)	34.2(+)

5.5 おわりに

本章では，車群の到着タイミングに着目し，従道路への流出入車や車群の拡散の影響も考慮に入れた旅行速度推計手法を構築した．名古屋市内の幹線街路で観測されたデータによって本推計手法の精度を検証したところ，良好に推計できることが確認された。

そして，本推計手法を用いて，交差点間隔および信号制御パラメータに応じた*Degree of Saturation*と旅行速度との関係を一般化した．同時オフセットの場合，越³⁾が示しているように，サイクル長Cに応じて遅れdが振幅する傾向がみられた．しかし，キー交差点間隔が広がるにつれこの振幅は小さくなり，車群が拡散し一様到着に近づくキー交差点間隔2.0kmでは振幅がほとんど確認できなかった．また，旅行速度の観点からみると，優先オフセットの場合，サイクル長をできる限り短くする方が望ましいことが明らかとなった。

最後に，本推計手法を用いた幹線街路の性能照査手法を提案した．これにより，幹線街路に求められる走行性能を担保できるよう道路を計画・設計することが可能になる。

今後は，交差点間隔やオフセットなどの条件を任意に設定し，分析・旅行速度の推計が行えるようさらに一般化を図ることが必要であろう。

5章の参考文献

- 1) 後藤 誠：走行特性に基づいた一般街路交通状況の利用者評価に関する研究，名古屋大学修士論文，2004.
- 2) 社団法人 交通工学研究会：改訂 交通信号の手引，丸善，2006.
- 3) 越 正毅：系統交通信号におけるサイクル制御の研究，土木学会論文報告集，第241号，pp.125-133，1975.
- 4) Highway Capacity Manual， Transportation Research Board (TRB). National Research Council， Washington， D.C.， 2000.
- 5) 桐山孝晴・保久原均：地域特性の反映とサービス水準を導入した新しい道路設計手法，土木計画学研究・講演集，Vol.31，CD-ROM，2005.
- 6) TARKO， A.， CHOOCHARUKUL， K.， BHARGAVA， A.， SINHA， K.： A Simple Method of Predicting Travel Speed on Urban Arterial Streets for Planning Applications， TRB 2006 Annual Meeting CD-ROM， 2005.
- 7) 中村英樹・鈴木一史：街路ネットワーク交通流シミュレータ*INSPECTOR*の開発と駐車料金施策評価への適用，交通工学Vol.39， No.4， pp.72-83， 2007.

6. 都市部一般街路における道路幅員構成が自由走行速度に与える影響分析

6.1. はじめに

道路構造令¹⁾では、種級区分に応じた設計速度に対して、道路幅員を構成する各幅員要素の基準値が詳細に定められている。車線幅員については、都市部一般街路の場合、表6-1-1に示すように、3.00m(4種1級以外)と3.25m(4種1級)と数値が定められている。しかし、実際には特殊な事例として運用上やむを得ず幅員を狭くしている場所がある。そういった狭幅員道路は「交通容量」・「安全性」・「走行速度」などドライバーの運転挙動に影響を与えると考えられるが、明確なことは分かっていない。

表 6-1-1 道路構造令における幅員基準の一例

			設計速度 [km/h]	車線幅員基準値 [m]
第4種	都市部	第1級	60	3.25
		第2級	60, 50 または 40	3.00
		第3級	50, 40 または 30	3.00

車線幅員と「速度」の関係に関して、既存研究として、ドライビングシミュレータを使った実証実験^{2), 3)}などがあるが、実際の道路上の実態については必ずしも十分に分析されていない。したがって、車線幅員によって実際の速度がどのような影響を受けるか、はよく分かっておらず、現状の基準は、こうした影響をふまえて適切に設定されているかどうかはわからない。その結果、道路幅員を変えずに車線幅員を狭くして車線数を増やして交通容量を確保したり、歩道幅員を広げて歩行空間を快適にしたりするなど、その地域の状況に応じた効率的な道路構造を採用するための実証的な根拠が圧倒的に不足している。

そこで本章では、道路幅員構成と自由走行速度の関係を分析し、道路幅員構成が速度に与える影響を明らかにすることを目的とする。

6.2. 研究内容と方法

6.2.1. 観測地点の選定と概要

片側2車線一般街路(東京都内の国道と都道)を対象として、車線幅員条件が異なる地点で、ビデオカメラによる撮影可能性、信号の影響をできるだけ排除できること、交通量が多すぎず追従走行状態の車両が少ないこと、路上駐車による車線閉塞が生じにくいこと、勾配・カーブの影響が少なく道路幾何構造として幅員条件が明確に現れる場所であることを条件として地点をリストアップし、現地を確認して調査地点を選定した。図6-2-1に選定した観測地点の幅員条件、図6-2-2にその位置を示す。なお制限速度は、松庵のみ40[km/h]であり、その他の地点は50km[km/h]である。

6.2.2. 観測方法

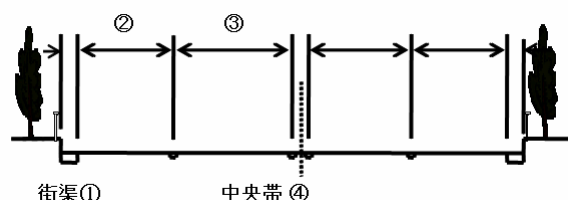
観測地点上の歩道橋からビデオカメラを2台利用して上流部，下流部の撮影を行う．上流部のカメラにより，上流部で発生した分析対象外車両(上流交差点の影響や路側からの進入車など)の特定やこうした車両による影響を受けた車両の特定などを行う．下流部のカメラでは，下流側信号機，交差点，観測断面が同じ画面に写るように撮影する(図6-2-3参照)．この画像から車両速度を計測し，併せて下流側交差点から先詰まり発生の有無，青信号後の発進波の伝播状況を確認する．

また，調査対象時間帯は，適度に走行車両数はあるが，自由走行車両が多い時間帯が望ましい．また，早朝日の出前は画像が暗く解析に不適切であり，また明るさが速度に影響を与える可能性がある．よって交通量・人の動きが少ない日の出から朝の混雑時間まで，5時半前後～9時前後の間の3時間程度の平日に観測を繰り返してサンプル数を確保した．

6.2.3. サンプルの抽出

ビデオ画面上で2つの観測断面を定め，車両車尾がこの断面を通過した時刻を用いて車両速度を算出する．このとき，信号の影響を排除するため，下流の信号が赤・黄信号時，もしくは信号による待ち行列が存在する時は読み取りを行わない．また，次のような車両も読み取りを行わない．

- ・ 観測断面～前方信号の間に駐車車両，もしくはバスの停車があるときの通過車両
- ・ 観測地点からパトカーが確認できたときの通過車両(速度を下げる可能性あり)



観測地点	①	②	③	④
国道 20 号 給田	0.5	2.90	3.20	0.5
国道 20 号 谷保	0.5	2.35	2.90	0.5
国道 20 号 国立一小	0.5	2.50	2.85	0.3
新奥多摩街道 柴崎町	0.6	2.85	3.00	0
井の頭通り 松庵	0.5	2.20	2.30	0

図 6-2-1 観測地点と各幅員[m]

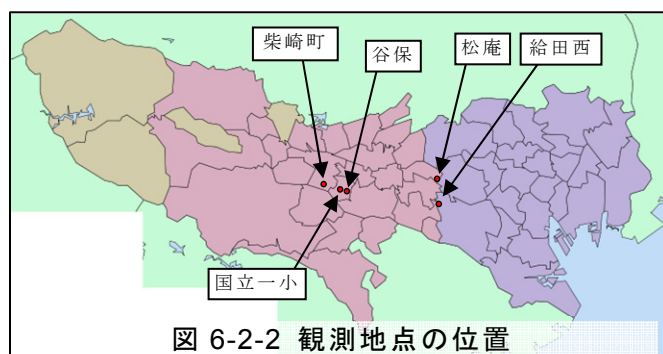


図 6-2-2 観測地点の位置

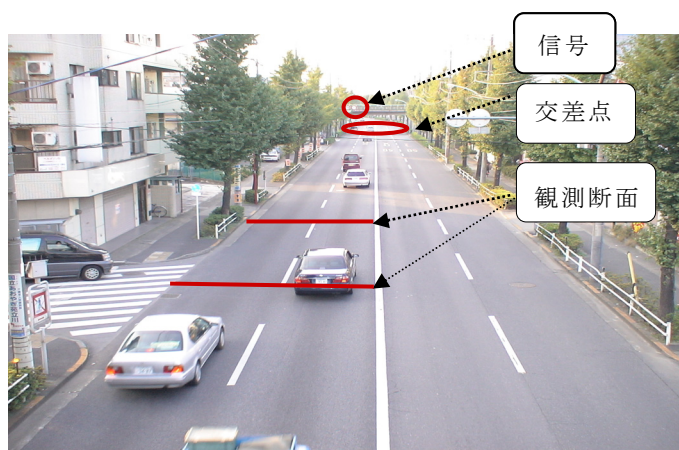
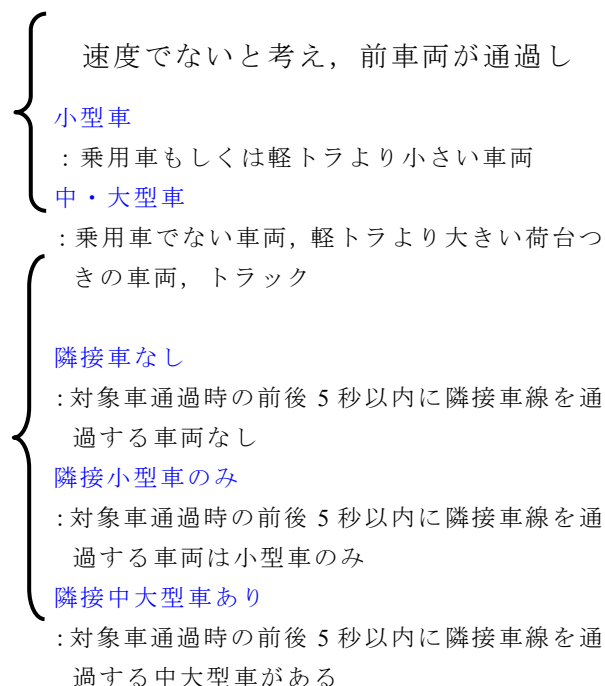


図 6-2-3 撮影画像例

- ・ 観測断面通過時にブレーキランプが点灯している車両
- ・ 自転車が走行している際に外側車線を通過する車両
- ・ 路線バス，大型特殊車両

さらに，追従走行状態の車両は自由走行した時刻より5秒以上離れている車両のみデータとして抽出をする．同時に車種と，着目した各車両の通過時刻から前後5秒以内に隣接車線を通過する車両の有無(車両が存在する場合はその車種)も読み取る．ここで車種は，乗用車もしくは軽自動車以下の車両を「小型車」，それ以上の車両を「中・大型車」として記録した．図6-2-4に，この車種判別基準を示す．



6.2.4. 分析方法

図 6-2-4 読み取り作業の分類基準

まず，図6-2-1の5地点で車線別に抽出された各車両速度を集計し，地点により異なる幅員と得られた平均速度を外側車線，内側車線ごとに比較分析する．さらに，車種別に比較して車種の影響を分析する．

また，特に狭幅員道路では，隣接車線を走行する車両との横方向の間隔が狭くなる影響で，並走を嫌って追い抜きができなかったり，併走車によって危険の意識が高まり，速度を落としたりする可能性がある．さらに，隣接車線に大型車などが存在すれば，こうした影響はより大きいものと考えられる．そこで前後5秒以内の隣接車線の車両の有無と，その隣接車線車両の車種により分類し，隣接車線車両による影響も分析する．

なお，本研究ではサンプル数が20未満のものは分析対象外とする．

6.3. 分析結果

6.3.1. 外側車線

表6-3-1に外側車線の地点別速度分布の概要を示す．また図6-3-1にこの速度分布を箱ひげ図により示す．図6-3-2にこの箱ひげ図の意味を説明している．さらに，図6-3-3には，図6-3-1を車種別に分類した幅員別の速度分布を示す．速度分布における車種の違いの凡例は図6-3-2に示している．

図6-3-1より、サンプル数が少ないため分析から除外した松庵を除く4地点の走行速度には、地点間で有意な差が見られず、幅員による速度の違いという影響は見られない。しかし、図6-3-3のように小型車と中・大型車に分類すると、小型車の速度は、4地点間に有意な差は見られないが、中・大型車の速度は、谷保地点(幅員2.35m)とその他の3地点との間に有意な差が見られた。つまり、外側車線について、小型車では幅員2.35mまで、中・大型車では幅員2.50mまでは、幅員が狭いことによる速度への明確な影響は見られないことが分かった。この数値は、外側車線と歩道との間に街渠が0.50m確保されていることに依存しているものと考えられる。

また、図6-3-3から分かるように、松庵以外の4地点の速度について、小型車と中・大型車を比較すると、4地点すべてにおいて小型車のほうが速く、信頼率95%の片側t検定で有意差が見られた。よって、外側車線については、小型車は中・大型車より高速で走行しているものと考えられる。

さらに、図6-3-3の車種別速度分布を、隣接車線を走行する車両の有無とその車種によって分類し、平均値を比較して隣接車線車両による当該車線走行速度への影響を分析した。その結果、隣接車線に車両が存在することで当該車線走行速度が遅くなる傾向は全地点において見られず、幅員が狭いことにより隣接車線に車両が存在することで速度が低下する傾向があるとは言えないことが分かった。地点別に累積速度分布を描いて確認すると、

表 6-3-1 外側車線 速度分布

外側(全体)	給田	柴崎町	国立一小	谷保	松庵
幅員	290	285	250	235	220
平均	60.0	59.1	58.0	59.3	47.9
標準偏差	10.6	9.5	9.5	9.6	11.7
サンプル数	254	135	365	184	12
最大値(はずれ値以外)	84.0	81.0	81.0	84.0	33.4
75パーセンタイル値	52.7	52.3	51.5	52.7	43.7
中央値	59.7	57.9	56.7	58.2	47.8
25パーセンタイル値	52.7	52.3	51.5	52.7	43.7
最小値(はずれ値以外)	31.9	36.0	39.1	41.2	56.7
中大型車サンプル率	0.27	0.15	0.27	0.19	0.19
観測回数	2回	1回	3回	2回	2回
観測時間	3時間	2時間30分	3時間	2時間10分	2時間30分
(平日5時～9時の間で)	3時間		1時間(降雨) 3時間	2時間	2時間
特徴				渋滞発生 頻繁	駐車車両 多い

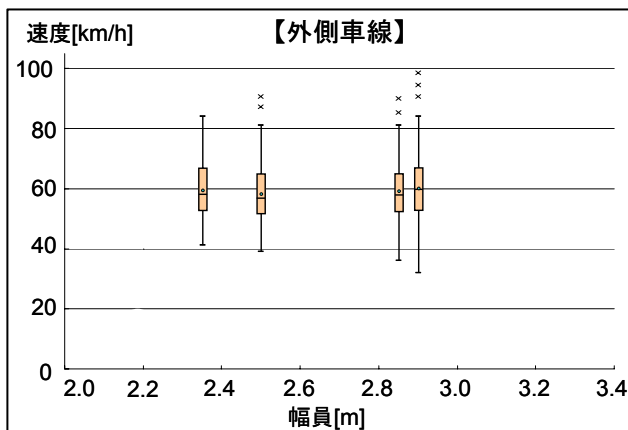


図 6-3-1 外側車線各地点の速度分布

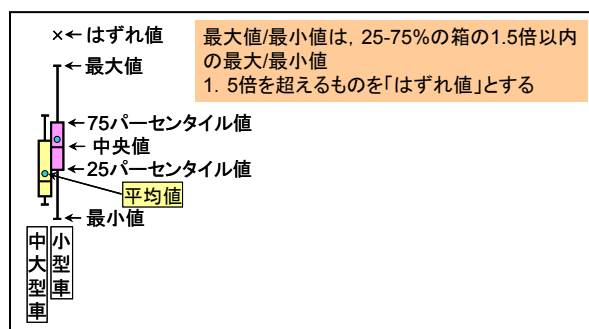


図 6-3-2 箱ひげ図の意味

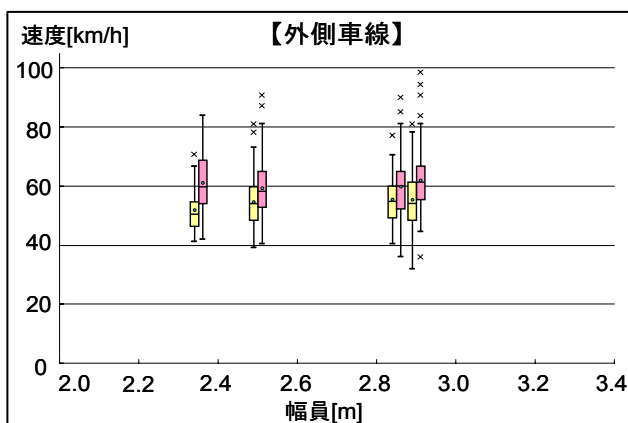


図 6-3-3 外側車線各地点の車種別速度分布

むしろ隣接車線に車両が存在すると速度が高くなる傾向が見られる地点が存在した。

6.3.2. 内側車線

表6-3-2に内側車線の地点別速度分布の概要を示す。また図6-3-4に、この速度分布を箱ひげ図により示す。さらに図6-3-5には、図6-3-4を車種別に分類して幅員別の速度分布を示す。

図6-3-4から分かるように、観測地点・国立一小を除き、幅員が狭いほど速度が遅い傾向が見られた。信頼率95%のt検定では、給田(3.2m)と国立一小(2.85m)の一对比較では有意差が見られなかったが、その他の組み合わせでは有意差が確認され、国立一小を除き、幅員が狭いほど速度が低い傾向が見られた。

車種別に分析すると、小型車では、速度の速い順に「給田(3.2m)→柴崎町(3.0m)→国立一小(2.85m)→谷保(2.9m)→松庵(2.3m)」という順番になり、国立一小のみ谷保より車線幅員が狭いにもかかわらず速度が高いことを除くと、おおむね幅員が狭いほど速度が低い傾向が見いだされた。特に給田と松庵では明らかな速度差が確認された。

一方、中・大型車では、平均速度が速い順に「給田(3.2m)→国立一小(2.85m)→柴崎町(3.0m)→谷保(2.9m)→松庵(2.3m)」という順番になった。いずれの車種でも国立一小が車線幅員の割に速度が速い理由の一つとして、正確には確認していないが、この地点が緩い下り勾配で、この勾配の影響があった可能性が考えられる。また、松庵地点は制限速度40[km/h]であり、この影響により速度が低い可能性もあるが、内側車線幅員が2.3mと極端に狭いことが影響しているとも考えられる。

また図6-3-5に示すように、車種別に内側車線の速度分布を比較すると、すべての地点で小型車と中・大型車に有意差が見られ、小型車のほうが速度が高い傾向が見られた。

表 6-3-2 内側車線速度分布

内側(全体)	給田	柴崎町	国立一小	谷保	松庵
幅員	320	300	285	290	230
平均	63.7	60.6	61.2	57.8	51.4
標準偏差	9.1	8.1	8.5	9.2	8.2
サンプル数	272	169	401	278	110
最大値(はずれ値以外)	84.0	77.1	81.0	78.2	70.9
75パーセンタイル値	68.7	64.8	66.7	63.0	56.7
中央値	63.0	60.0	59.7	56.7	51.5
25パーセンタイル値	58.2	55.9	55.3	51.5	45.4
最小値(はずれ値以外)	44.5	43.8	40.5	37.2	30.2
中大型車サンプル率	0.36	0.40	0.45	0.39	0.32
観測回数	2回	1回	3回	2回	2回
観測時間	3時間	2時間30分	3時間	2時間10分	2時間30分
(平日5時～9時の間で)	3時間		1時間(降雨) 3時間	2時間	2時間
特徴				渋滞発生 頻繁	駐車車両 多い

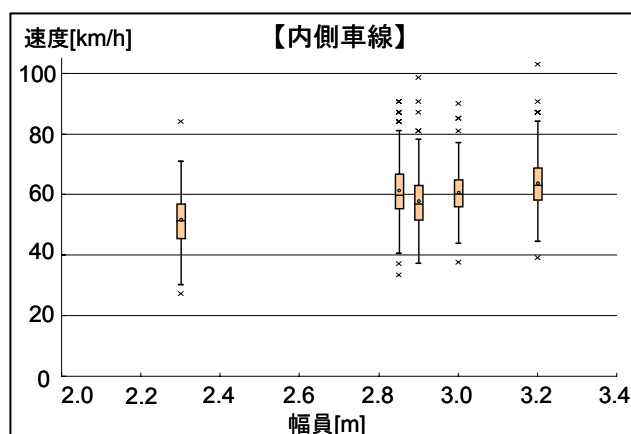


図 6-3-4 内側車線 各地点の速度分布

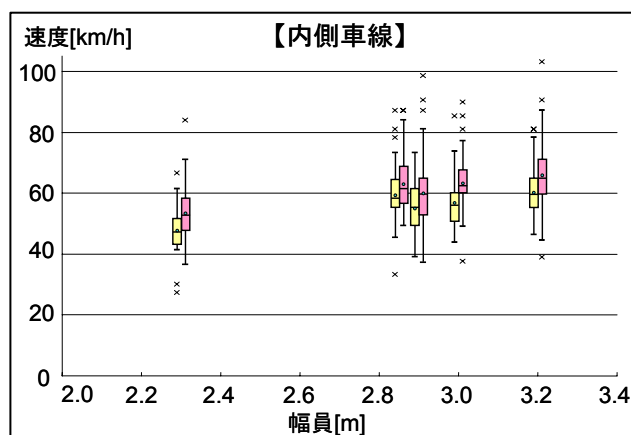


図 6-3-5 内側車線 各地点の車種別速度分布

さらに、隣接車線を走行する車両の影響について、外側車線と同様の検討を行った結果、内側車線についても隣接車線に車両が存在することで当該車線走行速度が遅くなる傾向は全地点において見られず、幅員が狭いことにより隣接車線に車両が存在することで速度が低下する傾向があるとは言えないことが分かった。外側車線と同様、地点別に累積速度分布を描いて確認すると、むしろ隣接車線に車両が存在すると速度が高くなる傾向が見られる地点が存在した。

6.4. おわりに

本研究では、都市部片側2車線の一般街路における車線幅員が自由走行速度に与える影響に着目し、5地点、10車線を対象に実際に観測を行った。観測映像に画像処理を行って車両速度を求め、一般街路特有の信号交差点の影響を排除し、走行時間帯、路面状態などの条件を揃えた上で一般街路における自由走行速度の実証的な統計分析を行った。

その結果、外側車線については、車線幅員が、小型車は2.35mまで、中大型車は2.50mまで、車線間に有意な速度差は見られないことが明らかになった。したがって、道路構造令上の最小車線幅員である3.0mよりも狭い車線幅員であっても3.0m以上の車線幅員と同等の走行速度となることが明らかとなった。

一方内側車線については、小型車、中・大型車ともに幅員3.2mから2.3mの範囲で、幅員が狭ければ狭いほど速度が遅くなる傾向が見られた。つまり、内側車線では車線幅員が走行速度に影響を与えているものと考えられる。ただし、極端に車線幅員の狭い観測地点・松庵を除けば、速度分布の平均値でも法定速度60km/hを超過しており、この中で最も幅員の狭い2.85m(国立一小)であっても十分なサービス性能は発揮しているものと考えられる。

本研究は、観測地点は5地点と限られた。今後は、観測調査結果の蓄積を図り、車線幅員が狭められていった場合に、どの程度の車線幅員から走行速度に影響が出るのか、を明らかにすることが重要である。

6章の参考文献

- 1) 社団法人 日本道路協会：道路構造令の解説と運用，2004.
- 2) 濁澤 雅・上岡高之・片倉正彦，・大口敬・鹿田茂則：視覚環境が運転者の速度感に及ぼす影響要因解析，土木計画学研究・講演集，No.28，2003.11.
- 3) 磯田大輔・大口 敬：車線幅員と路肩幅員が速度感に与える影響分析，土木学会年次学術講演会概要集，No.60，2005.9.

7. 走行サービスの質に対するドライバーの認識・評価構造

7.1. はじめに

昨年度の研究において、ある道路区間の走行サービスの質に対して自動車ドライバーがもつ認識・評価構造には、順序効果が影響することが報告された。その際、分析モデルとして、ある地点の走行状況に対してドライバーが抱く地点評価値を推定する地点評価モデル、および地点評価値の代表値から区間全体の評価値を推定する区間評価モデルが提案された。しかしながら、自車の周囲を走行する大型車が自車に与える圧迫感といった要因が、ドライバーの認識・評価構造にどのような影響を及ぼすかといった課題が残された。

そこで、本年度は、ドライバーの認識・評価構造に対して周囲の大型車が与える影響に着目し、大型車の影響を考慮したドライバーの地点評価モデルおよび順序効果を含む区間評価モデルを提案する。そして、新たな走行調査データ、および過年度データとのプールデータを用いて、モデルの検証を行う。

7.2. 新たな走行調査の概要

昨年度の走行調査では、大型車の交通量が少なかった。そこで、本年度、改めて同じ区間に対して、大型車の交通量が比較的多い調査日にて新たな走行調査をおこなった。調査の概要を、表7-2-1に示す。

また、本年度の調査研究のフローを図7-2-1に示す。

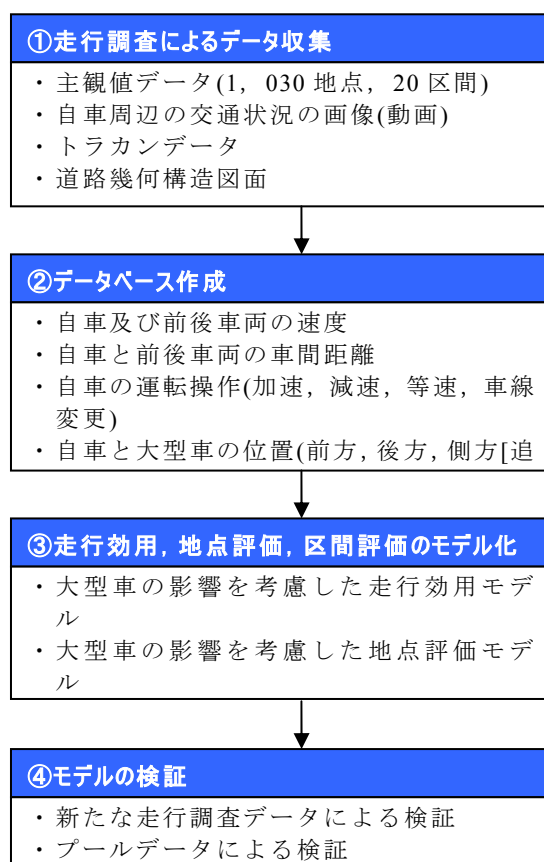


図 7-2-1 本年度の調査フロー

表7-2-1 本年度の走行調査の概要

項 目	内 容
評価区間	阪神高速道路 魚崎出入口～月見山出入口 延長：片道 17km 4 車線
調査実施日	平成 19 年 8 月 6 日（月） 7：30～17：00 天候：時れ
被験者	6 名（20 代：6 名） ※被験者は全て男性
調査方法	・ 被験者 2 名と調査員 1 名が、同じ試験車両に同乗する。 ・ ドライバーはタイムキーパーの合図にあわせ、30 秒単位で、直前の 5 秒間の走行状況に対する主観的な評価値（地点評価値）を発話し、同乗している調査員がその値を記録する。その際、ドライバーは、走行状況に対する不満を、0～10 の 11 段階で主観的に評価する。 ・ 片道走行ごとに、ドライバーとタイムキーパーは、役割を交替する。 ・ 往復走行の終了後、ドライバーは、待機場所にて走行ビデオを確認し、区間全体の走行状況に対する主観的な評価値（区間評価値）を、11 段階で評価する。
取得データ	・ 地点評価値（計 1,030 サンプル） ・ 区間評価値（計 20 サンプル） ・ 交通状況の映像（試験車両の前方、後方、右側、左側のビデオ映像） ・ 調査実施時のトラカンデータ（出典：阪神高速株式会社） ・ 道路幾何構造図面（出典：阪神高速株式会社）

側方の大型車の有無について、ドライバーは、調査時に次のように判定した。すなわち、試験車両の車中カメラによる 4 方向画像(図 7-2-2)に示したような走行状況において、ドライバーが主観的な地点評価をおこなう 5 秒間に、図 7-2-2 の③または④に大型車がいれば、側方に大型車ありと判定することにした。そして、その 5 秒間に、図 7-2-2 の①のフロントガラス境界よりも大型車全長が視覚的に外に出ていなければ、側方に大型車ありと判定することにした。また、試験車両が追越車線を走行中は、運転席の直右に中央分離帯があるため、図 7-2-2 の④に大型車がいっても、カウントしていない。

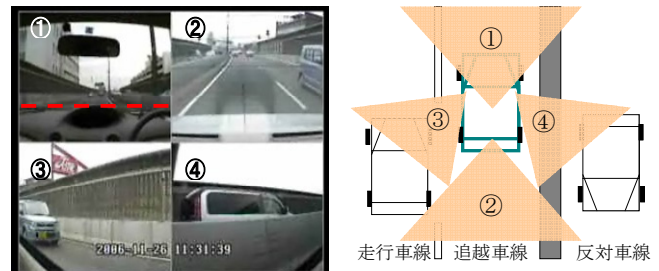


図 7-2-2 試験車両の車中カメラによる 4 方向画像

図7-2-3には、調査対象となった阪神高速道路の区間の交通状況について、昨年度と本年度の調査日を比較して示す。両方の調査データを比較すると、本年度の調査は、交通量はほぼ昨年度と同じ水準だが、大型車混入率が比較的高い傾向にあるということが確認できる。

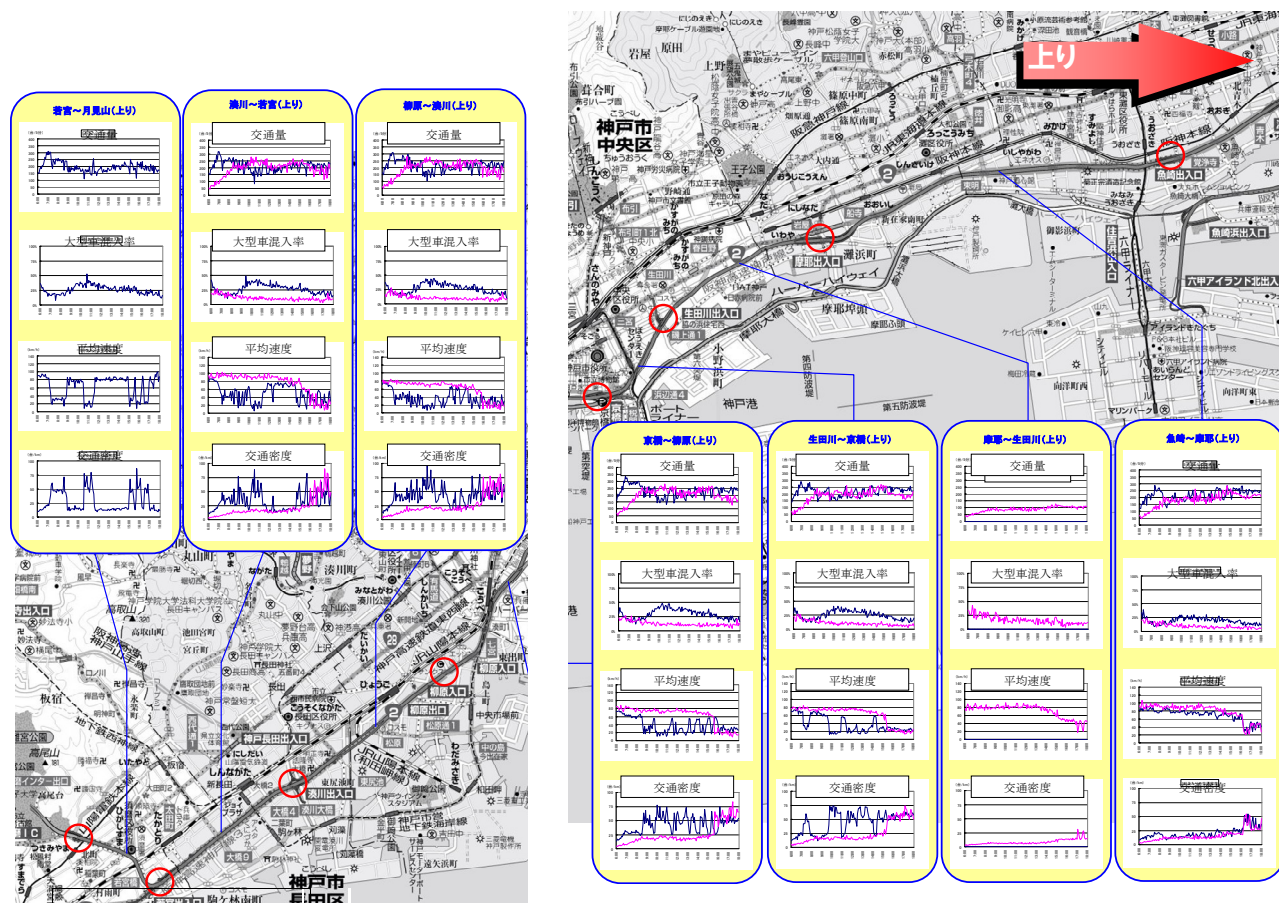


図 7-2-3 昨年度および本年度の調査日における調査対象区間の交通状況の比較

グラフ； 上から下へ順に、交通量，大型車混入率，平均速度，交通密度を示す。

凡 例； 地図上の赤丸は、ランプ出入口の位置を示す。

グラフの赤線は、本年度の調査データを、青線は、過年度の調査データを示す。

7.3. 分析モデル

7.3.1. 大型車の影響を考慮しないモデル

道路の走行サービスの質に対するドライバーの主観的評価において、自車の周囲を走行する大型車がどの程度影響を及ぼしているかを分析するためのモデルを示す。

まず、比較のための基本モデルとして、大型車の影響を考慮しないモデルを以下に示す。このモデルでは、ドライバーの走行効用は、前車または後車との衝突危険性、希望走行速度との乖離に影響を受けると考える。

$$U_j^t = \lambda_1^0 L_1 + \alpha^0 S_1 + \lambda_2^0 L_2 + \beta^0 S_2 + \mu |v_j^0 - v_j| + \nu \quad (7.1)$$

ただし、

U_j^t : 時刻 t にドライバー j が享受する瞬間効用

L_1 : 前方車両と当該車両のPICUD(m)

L_2 : 後方車両と当該車両のPICUD(m)

v_j^0 : ドライバー j の希望走行速度(m/s)

v_j : ドライバー j の実際の走行速度(m/s)

S_1 : 前方車両と当該車両との相対速度(m/s)

S_2 : 当該車両と後方車両との相対速度(m/s)

$\lambda_1^0, \lambda_2^0, \alpha^0, \beta^0, \mu, \nu$: パラメータ

ここで、 L_1 は、前車に自車が追従走行する状態で前車が急ブレーキをしたとき、自車が前車に追突する危険性がどの程度かを示す指標PICUDを表す。同様に L_2 は、自車に後車が追従走行する状態で自車が急ブレーキをしたときのPICUDを表す。 L_1, L_2 は、加速、減速、等速、車線変更といった運転操作の選択に応じて決まるとし、次式で定義する。

$$\begin{aligned} \text{加速 : } & \begin{cases} L_1 = \frac{(v_1)^2}{-2a} + s_0 - \left\{ (v_j + 2.75)\Delta t + \frac{(v_j + 2.75)^2}{-2a} \right\} \\ L_2 = \frac{(v_j + 2.75)^2}{-2a} + s_0 - \left\{ v_2 \Delta t + \frac{(v_2)^2}{-2a} \right\} \end{cases} \\ \text{減速 : } & \begin{cases} L_1 = \frac{(v_1)^2}{-2a} + s_0 - \left\{ (v_j - 4.15)\Delta t + \frac{(v_j - 4.15)^2}{-2a} \right\} \\ L_2 = \frac{(v_j - 4.15)^2}{-2a} + s_0 - \left\{ v_2 \Delta t + \frac{(v_2)^2}{-2a} \right\} \end{cases} \\ \text{等速 : } & \begin{cases} L_1 = \frac{(v_1)^2}{-2a} + s_0 - \left\{ v_j \Delta t + \frac{(v_j)^2}{-2a} \right\} \\ L_2 = \frac{(v_j)^2}{-2a} + s_0 - \left\{ v_2 \Delta t + \frac{(v_2)^2}{-2a} \right\} \end{cases} \end{aligned} \quad (7.2)$$

車線変更 : 等速と同じ

ただし,

v_j : 自車の走行速度(m/s)

v_1 : 前方車両の走行速度(m/s)

v_2 : 後方車両の走行速度(m/s)

s_0 : 車間距離(m)

Δt : 反応時間0.75(秒)

a : 制動までの加速度 $-3.3(\text{m/s}^2)$

ドライバーの走行効用は、加速、減速、等速、車線変更といった運転操作の影響を受ける。ドライバーの運転操作の選択行動に関して、ランダム効用 $U_j^t + \varepsilon_j^t$ を仮定し、選択確率 P_j^t をロジットモデルで求める。ただし、 ε_j^t は観測不可能な要因によって変動する誤差項で、ガンベル分布に従うと仮定する。また、確定効用項は、加速、減速、等速、車線変更の選択肢に応じて、次式のように設定する。

$$\text{加 速 : } U_j^t = \lambda_1^0 L_1 + \alpha^0 S_1$$

$$\text{減 速 : } U_j^t = \lambda_2^0 L_2 + \beta^0 S_2$$

$$\text{等 速 : } U_j^t = \mu |v_j^0 - v_j| + v \quad (7.3)$$

$$\begin{aligned} \text{車線変更 : } U_j^t &= \lambda_1^0 L_1 + \alpha^0 S_1 + \lambda_2^0 L_2 + \beta^0 S_2 \\ &\quad + \mu |v_j^0 - v_j| \end{aligned}$$

7.3.2 大型車の影響が衝突危険性に及ぶモデル

次に、大型車の影響を明示的に考慮した2つの分析モデルを示す。ひとつめのモデルでは、自車の前方、後方、側方を大型車が走行することによって前後車両との衝突危険性に影響が及ぼされると考える。走行中のドライバーの前方あるいは後方の視覚環境がドライバーの運転操作に与える影響を考えると、前後車両が大型車の場合、普通車と比較して、ドライバーは、同じ車間距離でもPICUDを小さく認知する可能性がある。

大型車の存在がドライバーの走行効用のうち衝突危険性にも影響を及ぼすとするモデルをモデル1と呼ぶ。モデル1は次式で表される。

$$\begin{aligned} U_j^t &= \lambda_1^0 L_1 + \alpha^0 S_1 + \lambda_2^0 L_2 + \beta^0 S_2 \\ &\quad + \mu |v_j^0 - v_j| + v \\ &\quad + \lambda_1^1 L_1 \delta_1 + \alpha^1 S_1 \delta_1 + \lambda_2^1 L_2 \delta_2 + \beta^1 S_2 \delta_2 \\ &\quad + \gamma \delta_3 \end{aligned} \quad (7.4)$$

ただし,

δ_k : 大型車の状況に対するダミー変数

$\delta_k = 1$: 大型車あり, $\delta_k = 0$: 大型車なし

$k = 1$: 前方に大型車, $k = 2$: 後方, $k = 3$: 側方

$\lambda_1^0, \lambda_2^0, \lambda_1^1, \lambda_2^1, \alpha^0, \beta^0, \alpha^1, \beta^1, \mu, \nu, \gamma$: パラメータ

また, 運転操作の選択行動におけるモデル1のランダム効用の確定項は, 次式で表される.

$$\text{加 速 : } U_j^t = \lambda_1^0 L_1 + \alpha^0 S_1 + \lambda_1^1 L_1 \delta_1 + \alpha^1 S_1 \delta_1$$

$$\text{減 速 : } U_j^t = \lambda_2^0 L_2 + \beta^0 S_2 + \lambda_2^1 L_2 \delta_2 + \beta^1 S_2 \delta_2$$

$$\text{等 速 : } U_j^t = \mu |v_j^0 - v_j| + \nu + \gamma \delta_3 \quad (7.5)$$

$$\begin{aligned} \text{車線変更 : } U_j^t &= \lambda_1^0 L_1 + \alpha^0 S + \lambda_1^1 L_1 \delta_1 + \alpha^1 S_1 \delta_1 \\ &+ \lambda_2^0 L_2 + \beta^0 S_2 + \lambda_2^1 L_2 \delta_2 + \beta^1 S_2 \delta_2 \\ &+ \mu |v_j^0 - v_j| + \gamma \delta_3 \end{aligned}$$

7.3.3. 大型車の有無が効用水準に影響するモデル

大型車の影響を分析するための2つめのモデルは, 大型車の存在が, モデル1のように走行効用の要因である衝突危険性に影響を及ぼすとは考えず, 走行効用に直接影響を及ぼすと考える.

大型車の存在がドライバーの走行効用に直接影響を及ぼすモデルを, モデル2と呼ぶ. モデル2は次式で表される.

$$\begin{aligned} U_j^t &= \lambda_1^0 L_1 + \alpha^0 S_1 + \lambda_2^0 L_2 + \beta^0 S_2 \\ &+ \mu |v_j^0 - v_j| + \nu \\ &+ \lambda_1^1 \delta_1 + \lambda_2^1 \delta_2 + \gamma \delta_3 \end{aligned} \quad (7.6)$$

ただし,

$\lambda_1^0, \lambda_2^0, \alpha^0, \beta^0, \lambda_1^1, \lambda_2^1, \mu, \nu, \gamma$: パラメータ

(他のパラメータは基本モデル, モデル1と同じ)

また、運転操作の選択行動におけるモデル2のランダム効用の確定項は、次式で表される。

$$\text{加 速 : } U_j^t = \lambda_1^0 L_1 + \alpha^0 S_1 + \lambda_1^1 \delta_1$$

$$\text{減 速 : } U_j^t = \lambda_2^0 L_2 + \beta^0 S_2 + \lambda_2^1 \delta_2$$

$$\text{等 速 : } U_j^t = \mu |v_j^0 - v_j| + \nu + \gamma \delta_3 \quad (7.7)$$

$$U_j^t = \lambda_1^0 L_1 + \alpha^0 S + \lambda_1^1 \delta_1$$

$$\begin{aligned} \text{車線変更 : } & + \lambda_2^0 L_2 + \beta^0 S_2 + \lambda_2^1 \delta_2 \\ & + \mu |v_j^0 - v_j| + \gamma \delta_3 \end{aligned}$$

7.4. 分析結果と考察

7.4.1. パラメータの推計結果

パラメータ推計に用いたデータは、平成18年11月26日(日)の走行調査(以下、H18調査)および平成19年8月6日(月)(以下、H19調査)の走行調査から得ている。H18調査による推計結果は、ドライバー5名に対する9回の走行状況データ(地点評価207箇所)を用いた。一方、H19調査による推計結果は、ドライバー2名に対する4回の走行状況データ(地点評価186箇所)を用いた。また、両データをプールしたデータも用いた。

表7-4-1～表7-4-3に、各モデルのパラメータ推計結果を示す。

7.4.2. 考察

d) パラメータの符号の妥当性およびモデルの説明力

走行調査では、ドライバーの主観的な地点評価値として、走行状況に対する地点ごとの不満を尋ねている(不満なし：0、やや不満：5、不満：

表7-4-1 基本モデルのパラメータ推計結果

	H 1 8 調査	H 1 9 調査	プール データ
λ_1	0.0020	0.0003	0.0020
λ_2	0.0003	0.0071	0.0015
α	0.0497	0.5076	0.3483
β	0.0124	0.0130	0.0227
μ	-0.1170	-0.1589	-0.1480
ν	2.8991	3.2000	3.0565
尤度 比	0.482	0.360	0.420

表7-4-2 モデル1のパラメータ推計結果

	H 1 8 調査	H 1 9 調査	プール データ
λ_1^0		0.0015	0.0022
λ_2^0		0.0059	0.0013
α^0		0.6747	0.1593
β^0		0.0099	0.0120
λ_1^1		-0.0214	-0.0208
λ_2^1		0.0444	0.0530
α^1		-0.1161	0.3979
β^1		-0.0872	-0.1139
μ		-0.1536	-0.1395
ν		3.1787	3.0219
γ		-0.2592	-0.3217
尤度 比	—	0.367	0.425

10の11段階評価). 主観的評価値と走行効用の関係は、主観的評価値が小さいほど走行効用は大きくなるという負の相関をもつと考えられる。したがって、PICUDが大きいほど、あるいは希望する走行速度の達成度が大きいほど、主観的評価値は小さくなり、走行効用が大きくなると考えられる。

一方、推計したランダム効用モデルのパラメータの符号をみると、基本モデルの λ_1 と λ_2 、およびモデル1とモデル2の λ_1^0 と λ_2^0 は正の値をとる。また、すべてのモデルの μ が負の値をとる。したがって、推計したパラメータの符号が妥当であることが分かる。

次に、モデルの説明力をみる。H19調査データおよびプールデータに対する各モデルの尤度比を比較すると、モデル1と2で説明力にほとんど差がないといえる。

e) 衝突危険性(PICUD)に対する直接弾性値の比較

各モデルの説明変数のうち、PICUDを示す変数 L_1 、 L_2 を1単位変化させたときの選択確率の変化をみる。

今、ある地点 t における運転操作の選択肢 j ($j=1$: 加速, $j=2$: 減速, $j=3$: 等速, $j=4$: 車線変更)に関して、変数 L_k ($k=1, 2$)に対する選択確率 P_j^t の直接弾性値 $E_{L_k}^{P_j^t}$ を、次式で定義する。

$$E_{L_k}^{P_j^t} = \frac{\partial P_j^t}{\partial L_k} \frac{L_k}{P_j^t} = (1 - P_j^t) \cdot L_k \cdot \lambda_k \quad (7.8)$$

これを、上り下り区間で集計するため、次式を用いる。

$$E_{L_k} = \frac{\sum_{t=1}^T P_j^t \cdot (1 - P_j^t) \cdot L_k \cdot \lambda_k}{\sum_{t=1}^T P_j^t} \quad (7.9)$$

表7-4-3 モデル2のパラメータ推計結果

	H 1 8 調査	H 1 9 調査	プール データ
λ_1^0		0.0005	0.0020
λ_2^0		0.0072	0.0015
α^0		0.4941	0.3390
β^0		-0.0019	0.0100
λ_1^1		0.1233	0.1343
λ_2^1		-0.4057	-0.4622
μ		-0.1548	-0.1430
ν		3.2282	3.0535
γ		-0.3062	-0.3067
尤度 比	—	0.363	0.421

表7-4-4に、H19調査結果の直接弾性値を示す。この E_{L_k} は、PICUDが1m増えたとき、つまり衝突危険性が減るときの選択確率の変化量を表す。表7-4-4より、前方車両との衝突危険性を示す L_1 については、モデル1の直接弾性値が高い値をとる。一方、後方車両との衝突危険性を示す L_2 については、基本モデルが高い値をとる。

表7-4-4より、前方車両との衝突危険性(PICUD)の変化量が同じでも、前方車両が大型車の場合とそうでない場合では、ドライバーの認知構造や運転操作の反応に与える影響が異なることが伺える。さらに、モデル1のほうが、モデル2よりも、前方の大型車との衝突危険性をうまく説明できるといえる。一方、後方の大型車との衝突危険性については、モデル1とモデル2では、大型車の影響をそれほどうまく説明できない可能性がある。

f) 順序効果の確認

H18調査の結果より、走行状況に対するドライバーの主観的な地点評価には、順序効果が影響することが判明した。そこで、H19調査のデータについても、順序効果の存在を確認する。順序効果を考慮したドライバーの走行効用モデルを次式で表す。

$$V_{spot_j}^t = \alpha U_j^t + \beta(U_j^t - U_j^{t-\Delta t}) + \sigma \quad (7.10)$$

ただし、

$V_{spot_j}^t$: 順序効果を考慮した地点評価の推定値

U_j^t : 時刻 t にドライバー j が享受する瞬間効用

$U_j^{t-\Delta t}$: ひとつ前の時刻 $t - \Delta t$ に享受した瞬間効用

α, β, σ : パラメータ

表7-4-5は、H19調査におけるあるドライバーの評価について、順序効果を考慮した

表7-4-4 PICUDに対する選択確率の直接弾性値の比較

E_{L_k}		加速	減速	等速	車線変更
L_1	①	0.0014	0.0068	0.0020	0.0106
	②	0.0244	0.0719	0.0179	0.1045
	③	0.0217	0.0678	0.0164	0.0955
L_2	①	0.0868	0.0411	0.0376	0.2548
	②	0.0416	0.0244	0.0134	0.0737
	③	0.0478	0.0304	0.0159	0.0885

注)①：基本モデル，②：モデル1，③：モデル2

表7-4-5 $V_{spot_j}^t, U_j^t$ と主観的評価値との相関

決定係数 R^2	基本モデル	モデル1	モデル2
$V_{spot_j}^t$ と主観値	0.764	0.696	0.741
U_j^t と主観値	0.692	0.606	0.678

地点評価の推計値 $V_{spot_j}^t$ と、ドライバーが報告した主観的な地点評価値との相関を示す。

表7-4-5より、いずれのモデルも、 $V_{spot_j}^t$ と主観値との決定係数 R^2 が、順序効果を考慮

しない U_j^t と主観値との決定係数 R^2 より高い値となる。つまり、H19調査についても、

順序効果の存在が確認された。

g) 大型車混入率と順序効果を含む地点評価値の関係

まず、大型車が周囲にいるかいないかの別によって、順序効果を考慮した地点評価推定値と主観的な地点評価値の相関がどのように変わるかをみる。

図7-4-1は、H19調査データに基づき、大型車の有無が順序効果を考慮した地点評価値に及ぼす影響を示す。図中の大型車なしの回帰直線は、周囲に大型車がいなかったときの主観的な地点評価値と順序効果を含む評価推定値の相関を基本モデルで分析した結果であり、大型車あり1(または2)の回帰直線は、大型車がいたときの相関をモデル1(またはモデル2)で分析した結果である。

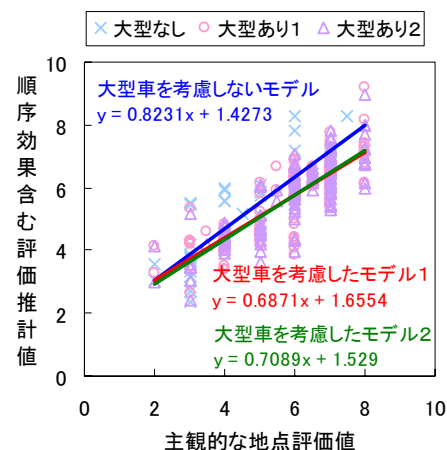


図7-4-1 大型車の有無が評価値に及ぼす影響

注) 地点評価 182 箇所、大型車あり 135 箇所

図7-4-1では、順序効果を含む評価推定値あるいは主観的な地点評価値が小さいほど(つまり原点に近いほど)、走行効用は高くなる。図7-4-1より、主観的な地点評価の水準が同じ走行状況に対して、大型車の影響を考慮したモデルによる順序効果ありの評価推定値は、大型車を考慮しないモデルの評価推定値より小さくなる傾向がある。そして、走行状況に不満をもつ(つまり主観的な地点評価値が大きい)ほど、その度合いは大きくなる傾向にある。

順序効果の影響に関する過去の研究では、走行状況が悪い地点から良い地点に移行したとき、順序効果を考慮した評価は良くなることが分かっている。したがって、直前の地点で周囲に大型車が走行している状況では、大型車の影響を考慮しないモデルを用いると、地点評価を過小評価してしまう可能性がある。

次に、走行中の自車の周囲で大型車混入の程度が変化したときの走行効用と地点評価値との関係を見る。

式7.1、式7.4、式7.6の走行効用モデルは、補償型の選好構造をもつ加法型多属性効用関数で表される。すなわち、効用を構成する属性がそれぞれ効用値をもち、選好独立を仮定している。例えば、前車との衝突危険性が変化しなくても、後車との衝突危険性や希望走行速度との乖離や大型車の有無が変化すれば、ある運転操作が選択されることを意味し、属性間のトレードオフが補償されると仮定している。

H19調査では、走行中に自車の周囲にいる大型車の台数までは計測していない。そこで、自車の周囲に大型車が存在する状況を表しているダミー変数 δ_k ($\delta_k = 1$: 大型車あり, $\delta_k = 0$: 大型車なし, $k = 1$: 前方に大型車, $k = 2$: 後方に大型車, $k = 3$: 側方に大型車)を割り引くことで、大型車混入の程度を表現する。

走行効用モデルおよび順序効果を含めた地点評価モデルにおけるパラメータは、先に推計した値を適用し、モデル1で分析をおこなった。

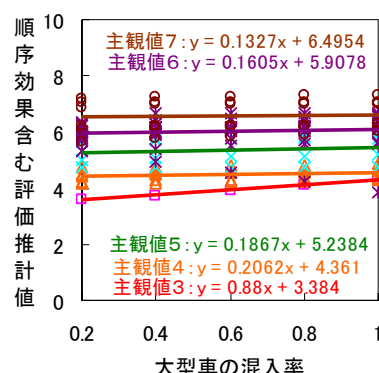


図7-4-2 大型車の混入率が評価値に及ぼす影響

図7-4-2は、大型車の混入率が、順序効果を考慮した地点評価値に及ぼす影響を示す。データは、同じ主観的地点評価値でグルーピングしている。図7-4-2より、大型車混入率が低下するに従い、順序効果を考慮した地点評価の水準が高まる(つまり評価推計値が減少する)傾向にあることがわかる。さらに、その度合いは、走行状況が不満である(つまり主観的評価値が小さい)ほど、大きくなる傾向にあることがわかる。

7.5. おわりに

本年度は、自車の周囲を走行する大型車の存在が、走行サービスの質に対するドライバーの主観的評価にどの程度影響を及ぼしているかをみるため、大型車の影響を考慮した走行効用モデル、地点評価モデル、および区間評価モデルを用いて分析をおこなった。

分析と考察の結果、以下のような課題を得た。

- ・ 今回の調査では、1回の走行あたり比較的混雑した走行状況が続いたケースが多かった。調査車両は、当初は走行車線を走行するが、すぐに追越車線へと車線変更し、そのまま前方の大型車に追従して追越車線を走行するケースが多くみられた。追越車線を走行することは、ドライバーにとって速く走れるという期待を生む。そのため、追越車線を走行中、走行車線の流れのほうが速いのではないかとドライバーが認知する地点では、ドライバーの地点評価に何らかの影響が及ぼされる可能性がある。
- ・ ドライバーの地点評価値の代表値から走行区間全体の区間評価値を推定する場合、複数の区間評価データが必要となるが、同一ドライバーが何度も同じ区間を走行すると、走行状況に慣れてくる可能性がある。慣れは、区間評価における順序効果とも考えられる。
- ・ ある区間を走行する際の希望走行速度について、実際の走行速度が希望走行速度より速い場合と遅い場合とでは、速度差に対するドライバーの認識・評価構造が異なる可能性がある。

以上の点の分析については、今後の課題としたい。

参 考

参考までに、H19調査において、ドライバーが報告した主観的な地点評価値に対応する代表的な走行状況の画像を以下に示す。

a) 主観的評価値「2」



自車の地点速度：94 km/h



自車の地点速度：83 km/h

b) 主観的評価値「5」



自車の地点速度：34 km/h



自車の地点速度：55 km/h

c) 主観的評価値「8」



自車の地点速度：0 km/h

8. 複数のボトルネックを含む高速道路区間における渋滞現象の確率的解析

従来、我が国における高速道路単路部の交通容量は、「一定の条件下で断面を通過することが期待できる自動車の最大数」¹⁾と定義され、一定値として扱われてきた。これに基づけば、交通容量上のボトルネック(以下、BN)は、区間内の交通容量が最も低い地点となるのが必然的な帰結である。実際に日本の高速道路の渋滞現象を概観すると、区間内の特定の一点をBNとなっている場合が多い。

しかし、本研究で対象とする東名高速下り岡崎IC－豊田JCT間では、区間内に出入口がないにもかかわらず、区間内の様々な地点がBNとなり、渋滞が発生している。また、発生後にこのBN地点が移動するという現象が観測されている(図8-1-1参照)。これらの現象は、区間内の各地点の交通容量が一定値ではなく確率的に変動すると考えれば、容易に説明することができる。交通容量の変動によって各地点における交通容量の相対的な大小関係が絶えず変化し、その結果、BN位置も変動するのである。このような現象を評価するためには、渋滞現象を地点としてではなく、区間として捉える必要があると考える。

本章では、交通容量を確率的に変動するものと考え、BN位置が変動する現象の解明を試みる。そして、渋滞を区間で評価する方法について提案することを目的とする。

8.1. 既往研究と本研究の位置づけ

8.1.1. 交通容量の確率的な変動

国内外を問わず、高速道路の交通容量は、従来確定的なものとして扱われてきた。しかしながら、交通需要増に伴い渋滞が常態化し始め、また、交通状況の管制機器が整備されるにつれ、同一BNであっても交通容量が確率的に大きく変動することが明らかになってきた。

大口ら²⁾、岡村ら³⁾、Lorenz et al.⁴⁾は、交通量ランク別の渋滞発生割合を用いることで、渋滞発生時の交通量が広い範囲に分布していること、また同一交通量であっても、渋滞が起るときと起らないときがあることを示している。また、Minderhoud et al.^{5), 6)}やBrilon et al.⁷⁾は、生存時間分析の考え方を適用することで、累積渋滞発生確率を求める方法を提案している。Xingら⁸⁾は、この考え方により我が国の代表的な高速道路BNにおける累積渋滞発生確率を求めている。本研究でも、Minderhoud et al.やBrilon et al.の考え方を参考にする。

交通容量が大きく変動する原因は、車群の構成状況や到着タイミング、また個々の車両の挙動等が考えられる。例えば、大口ら⁹⁾は到着する車群特性に着目し、渋滞発生時の分析を行っている。これらの要因は、確率的な要素を多く含むため、確定的ではなく確率的にモデル化するのが合理的である。

8.1.2. 渋滞の「発生」と「定着」

高速道路単路部における渋滞現象に関する研究は広く行われており，十分な観測データによってそのメカニズムが実証されている．越ら¹⁰⁾，邢ら¹¹⁾は，渋滞のメカニズムを，まず何らかの原因で車群の速度低下が起こり，その後，減速波が上流へ増幅伝播し，遷移状態を経て安定した渋滞流へ至る，と説明している．また，越ら¹⁰⁾は，この渋滞発生直前の交通容量と渋滞発生後の交通容量が異なることを示し，発生直前と発生後における交通状態の違いが原因であるとしている．

図8-1-1は，本研究で対象とする東名高速下り岡崎IC－豊田JCT間の5分間平均速度の時空間分布図の例である．これをみると，渋滞が様々な地点で発生してい

ることがわかる．また，発生後の渋滞の先頭が移動し，上流または下流に移動するケースもみられる．これらは，各地点の渋滞発生直前と渋滞発生後の交通容量の大きさが異なり，さらにそれが確率的に変動しているためではないだろうか．本研究では，渋滞を「発生」と「定着」の2つの現象に分け，BN位置が変動する現象を理解する．発生は渋滞発生直前の交通量状態，定着は，渋滞発生後の交通量状態に対応すると考える．

これまでの多くの研究では，BNは常に区間内の特定地点とされ，また発生と定着は同一地点で起こると考えられてきたため，この2つの現象を区別して分析した研究は少ない．ただし，野中ら¹²⁾は定着要因に着目し，渋滞がどこで発生しても常に特定地点に定着する原因を分析している．

8.2. ボトルネック位置が変動する渋滞現象の解明

8.2.1. 分析対象区間と分析データ

本研究では，東名高速下り岡崎IC－豊田JCT間(約10.5km，全区間片側2車線)の2006年1箇年分の車両感知器データを使用する．図8-2-1に，車両感知器の位置とその周辺の縦断勾配を示す．車両感知器データは，車線別に交通量と大型車交通量，平均地点速度が5分単位で記録されたものである．分析では，これを断面の交通量，平均地点速度に集計して使用する．

なお，本研究では超過需要による渋滞のみを対象とするため，事故や工事によると考えられる渋滞については，分析対象データから除く．ただし，車両感知器データにより事故や工事を判断したため，完全に削除しきれていない可能生があることに注意が必要である．

各車両感知器で観測される渋滞の原因は，縦断勾配などの道路条件より294KP(以下，小

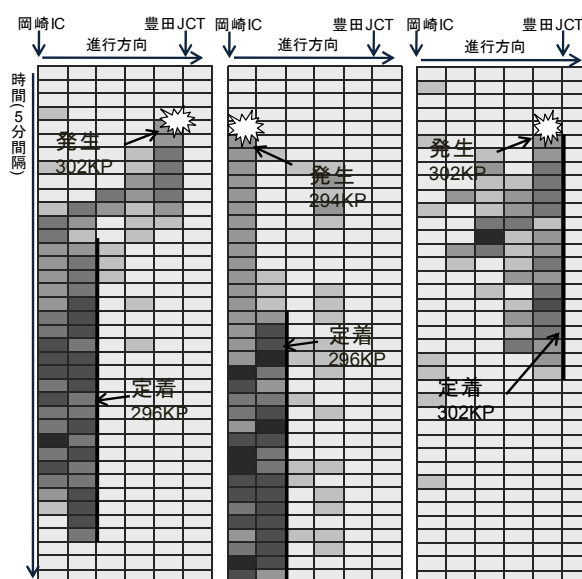


図 8-1-1 BNが変動する現象の速度の時空間分布図

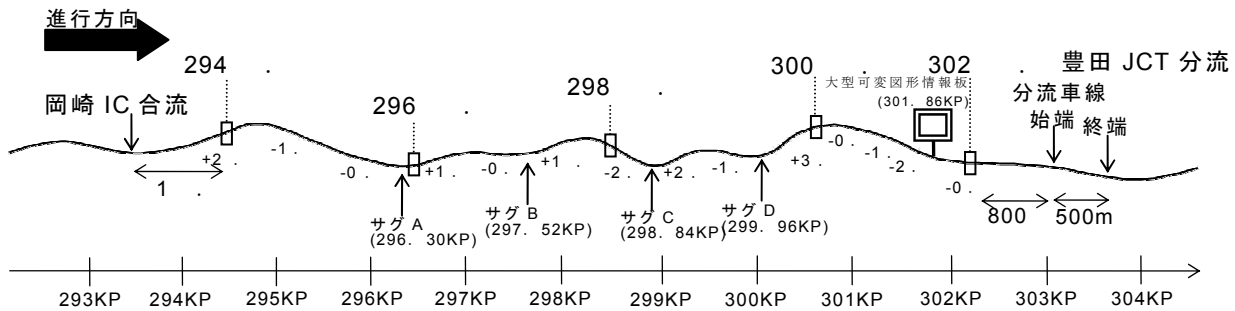


図 8-2-1 車両感知器の設置位置と縦断勾配

数点を切り捨ててKPを記述)から300KPでは、サグや上り坂であり、302KPでは豊田JCT分流部であると判断した。302KPについては、渋滞時に実際に走行し、豊田JCT分流部直後で渋滞が解消されるのを確認している。

8.2.2. 渋滞の定義

各車両感知器で観測される交通量－速度関係を確認したところ、いずれの地点でも臨界速度がほぼ60km/hであったため、ここでは渋滞判定の閾値を一律に60km/hと設定する。そして、本研究では渋滞の「発生」と「定着」を次のように定義する。

(1) 「発生」

平均地点速度が60km/hを5分(1集計時間間隔)以上下回ることを渋滞の「発生」と定義し、最初に速度低下が起こった地点を「発生地点」と定義する。このとき、非渋滞流からの速度低下のみを抽出するため、同時刻に直下流の車両感知器で60km/hを下回っていないこと、直前15分間に発生地点およびその直上流・直下流の車両感知器で60km/hを下回っていないことを「発生」の条件とする。図5-2-2は、これらの条件を模式的に示したものである。

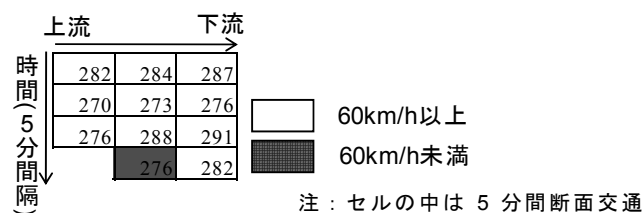


図 8-2-2 「発生」の判定条件

(2) 「定着」

平均地点速度が60km/hを15分間(3集計時間間隔)以上連続して下回ることを渋滞の「定着」と定義し、渋滞の「発生」後、渋滞の先頭として安定した地点を「定着地点」と定義する。渋滞の先頭地点は、多くの場合、渋滞の発生後短時間で定着地点に移動する傾向がみられたが、渋滞の先頭地点が移動を繰り返すケースや長時間経過した後に移動するケースも見受けられた。その場合、最も長く渋滞先頭地点であった地点を定着地点とする。

表 8-2-1 地点別の渋滞の年間発生頻度

294KP	296KP	298KP	300KP	302KP	計
218 (42%)	76 (15%)	53 (10%)	32 (6%)	134 (26%)	513 (100%)

表 8-2-2 定着が起こったときの発生/定着別渋滞頻度

		定着地点					計
		294KP	296KP	298KP	300KP	302KP	
発生地点	294KP	46	70	1			117
	296KP	5	48	1			54
	298KP	3	9	5			17
	300KP	1	1		8		10
	302KP	4	16	4		31	55
2 地点発生*			15			2	17
計		59	159	11	8	33	270

*発生地点が2地点あり、その後、1つの渋滞となり定着したケース

8.2.3. 抽出結果

8.2.2の定義に基づき、渋滞の発生と定着を抽出する。表8-2-1は、地点別の渋滞の発生頻度であり、区間全体で年間513件の渋滞発生が抽出された。また、表8-2-2は、定着が起こったときの発生/定着地点別の渋滞頻度を示したもので、渋滞発生が観測された513件のうち270件(約53%)で定着が確認された。

まず、表8-2-1より、294KPで全体の約4割が発生しているものの、続いて、302KPで26%、296KPで15%となっており、区間内の様々な地点で渋滞が発生していることがわかる。

これに対して、表8-2-2を見ると、定着地点は296KPが卓越しており、全体の6割弱(159/270)を占めている。発生地点別にみても、294KPで発生した渋滞のうち約6割(70/117)、296KPでは約9割(48/54)、302KPでは約3割(16/55)がそれぞれ296KPに定着している。特に302KPで発生した渋滞が296KPで定着することは、渋滞の先頭が6kmも上流に移動したことになる。また、302KPで発生し、そのまま302KPに定着した31件の多くが、渋滞の待ち行列が十分上流に延伸していないケースであった。このことから、もし302KPでの渋滞発生後に大きな交通需要が到着し、渋滞が十分上流まで延伸したならば、さらに多くの渋滞が296KPに定着していたと考えられる。野中ら¹²⁾は、上り勾配でR=1,000m以上の左カーブの構造は視認性の悪さが原因で渋滞「定着」地点になり易いことを報告しているが、296KPには、上り勾配1.5%、R=1,800mの左カーブの区間を含んでおり、野中らの指摘と合致する。

8.2.4. 交通容量分析

「発生」「定着」に対応する2つの交通容量を次のように定義する。

発生に対応する交通容量を、発生が起こった時刻の直前の5分間交通量と定義し、渋滞発生直前交通量(Breakdown Flow, 以下BDF)と呼ぶこととする。この定義はBrilon et al.⁷⁾と同じである。ちなみに、岡村ら¹³⁾は直前15分間交通流率、大口ら²⁾は直前5分間と渋滞開始5

分間の2つの交通量をBDFとしている。

一方、定着に対応する交通容量を、渋滞の定着が起こったとき、先頭であった地点の5分間交通量と定義し、渋滞発生後捌け交通量(Queue Discharge Flow, 以下QDF)と呼ぶこととする。

(1) 渋滞発生直前交通量(BDF)

図8-2-3に各地点におけるBDFの累積分布とサンプル数(渋滞発生頻度)を示す。

この図より、BDFはどの地点においても150～330(台/5分)と広く分布しており、BDFは一定ではなく、大きく変動することがわかる。特に、302KP(分流部)は他地点に比べ傾きが緩やかで、分散が大きい。これは、分流部での渋滞の発生が、交通量だけでなく、極端な車線利用の偏りや分流に伴う強引な車線変更といった個々の車両挙動の集積にも強く依存するためと考えられる。

また興味深いのは、BDFの分布と渋滞の発生頻度に関係性がみられないことである。一般には、交通需要が同じであれば、観測されるBDFが低い(つまり、交通容量が低い)地点ほど、渋滞の発生頻度が高くなると考えられる。しかし、図8-2-3からは、その傾向をみられない。例えば、年間218件渋滞が発生している294KPよりも年間134件の302KPの方がBDFの累積分布は左側に位置している。つまり、BDFでは、発生しやすい地点を説明できないことがわかる。

このことから、渋滞の発生は、BDFの累積分布のように渋滞が発生した時のみに着目する指標ではなく、同じ交通量条件下で、どれだけ渋滞が発生し、どれだけ発生しなかったかという確率の考え方で捉える必要があるといえる。

なお、筆者ら¹⁴⁾は、このBDFが広くばらつく原因について、平日/休日、大型車混入率、車線利用率、分流率について分析を行ったが、平日/休日以外は有意な結果が得られなかった。このことから、BDFのばらつきの原因は集計量では説明できないミクロな要因(個々の車両挙動や車群特性)によるものであるため、渋滞の発生は確率的に扱う必要があると考える。

(2) 渋滞発生後捌け交通量(QDF)

図8-2-4に各地点におけるQDFの累積分布とサンプル数を示す。サンプル数は、各地点が

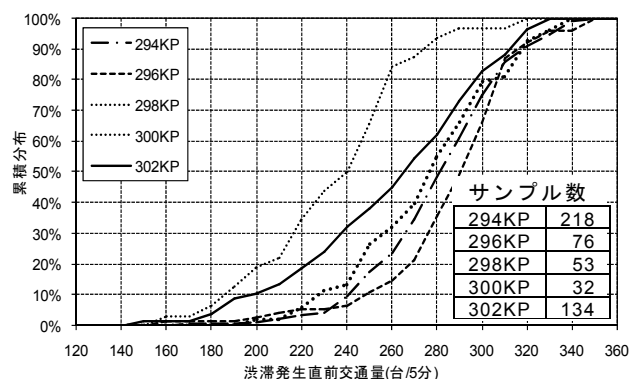


図 8-2-3 渋滞発生直前交通量(BDF)の累積分布

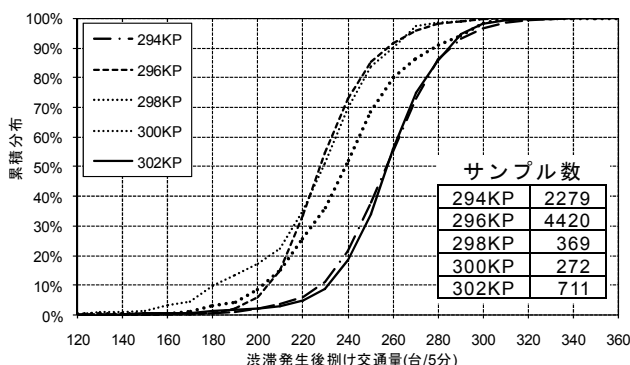


図 8-2-4 渋滞発生後捌け交通量(QDF)の累積分布

渋滞の先頭であった時間間隔(5分)の数と一致する。

この図より、BDF同様にQDFも広く分布しているが、そのばらつきはBDFに比べ小さいことがわかる。また、BDFと異なり、302KPを含む全ての地点で累積分布の傾きが概ね等しく、似通った分布形状になっており、QDFの分散と地点特性に関係性がないことが伺える。

地点別にみると、定着頻度が最も低い300KPを除けば、約6割の渋滞が定着する296KPでQDFが最も低くなっていることがわかる。このことから、QDFが低い地点に渋滞が定着しやすいと考えられる。

8.3. 渋滞発生確率曲線の推定手法

ここまで、渋滞の定着は、QDFによって概ね表現できることができるが、渋滞の発生は、区間全体にわたって起こっており、なおかつ、BDFは広い範囲にばらつくことが明らかになった。このため、BDFは確率的に変動するものとして捉える必要がある。ここでは、そのモデル化を行う。具体的には、Minderhoud et al.^{5), 6)}やBrilon et al.⁷⁾が提案している、Product Limit Method (以下、PLM)と最尤法によって渋滞発生確率の推定を行う。また、平日と休日はBDFに有意な差がある¹⁴⁾ため、本来は別々に分析すべきであるが、BDFのサンプル数が限られているため、推定精度をできるだけ向上させる目的から、ここでは平日と休日を併せて分析する。

8.3.1. 渋滞発生確率の定義

渋滞発生とは、BNにその交通容量を超える交通量が到着したときに起こるものであるから、渋滞発生確率は式(8.1)のように定義される。つまり、ここで到着交通量 q における渋滞発生確率 $F(q)$ とは、到着交通量 q 以下で渋滞が発生する確率を示し、ある交通量 q におけるBDFの累積出現確率と言い換えることもできる。

$$F(q) = Prob(c \leq q) \tag{8.1}$$

ここに、
 $F(q)$: 渋滞発生確率,
 c : 渋滞発生直前交通量(BDF),
 q : 到着交通量,
 である。

8.3.2. 推定用データセット

渋滞発生確率の推定には、渋滞発生直前交通量(BDF)と非渋滞流時の交通量(FF)を用いる(図8-3-2参照)。BDFの定義は8.2.4で述べた通りである。FFは、全データからBDFとC1(渋滞流, 平均地点速度60km/h以下), C2(バッファエリア, 図8-3-1参照)を取り除いたデータである。C2とは、非渋滞流であるが周囲のC1の存在によって、データ処理上、BDFと判定できないセルである。定義はやや異なるがBrilon et al.⁷⁾も同様の考え方からC2を設定している。

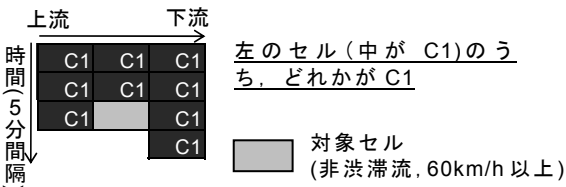


図 8-3-1 バッファエリア C2 の設定条件

8.3.3. 推定手法の検討

(1) Product Limit Method (PLM)

PLMは、主に医学や工学の分野で生存時間分析に用いられるノンパラメトリックな方法で、ある経過時間における生存率や耐久率を知ることができる。この種の分析では、分析時点で対象イベントが起こっていない個体や対象イベントが起こる前に追跡不能となる個体が存在する。この場合、これらの個体の対象イベントが起こるまでの時間は未知であったとしても、少なくとも、分析時点もしくは追跡不能になった時点では対象イベントが起こっていないという情報ならば得ることができる。PLMでは、このようなデータ(打ち切りデータ, censored data)を考慮して生存確率を求めることができる。

Minderhoud et al.^{5), 6)}は、交通容量分析にもPLMを適用できることを示した。表

8-3-1は生存時間分析と交通容量分析の各要素の対応である。非渋滞流時のデータを打ち切りデータと考え、非渋滞流時のデータの持つ、その時の交通容量は少なくとも観測された交通量よりは大きいという情報を用いて渋滞発生確率を推定する。

推定式は式(8.2)のように表わされる。

$$F(q)=1-S(q)=1-\prod_{i:q_i\leq q}\frac{k_i-d_i}{k_i}$$

(8.2)

- $F(q)$:

渋滞発生確率
- $S(q)$:

交通量 q 以下で渋滞が発生しない確率
- q :

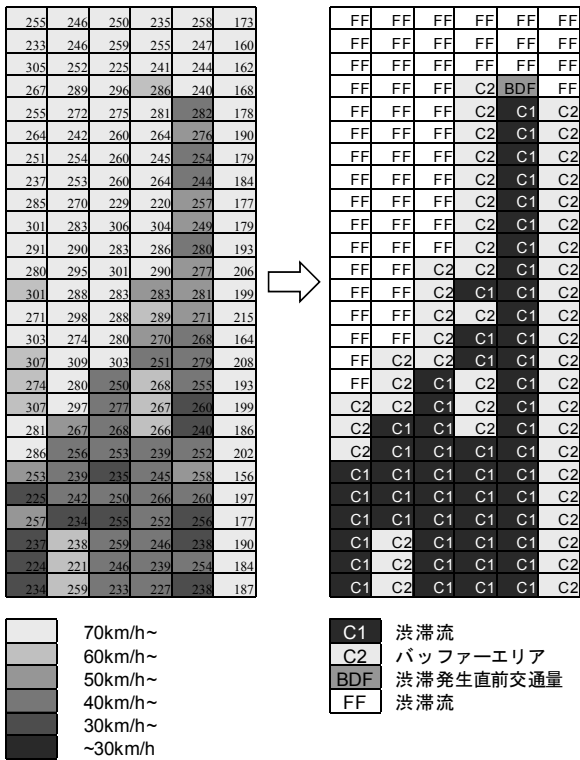
交通量
- k_i :

交通量が q_i 以上の交通量実現頻度(BDF+FF)
- d :

交通量 q_i のときの渋滞発生頻度(BDF)

表 8-3-1 生存時間分析と交通容量分析の対応表

	生存時間分析	交通容量分析
パラメータ	時間	交通量
対象とするイベント	患者の死亡	渋滞発生
目的変数	生存時間	交通容量
打ち切りデータ	実験終了時に生存	非渋滞流時の交通量



注：セルの中は5分間断面交通量
(a) 速度の空間分布(b) 割り振られた属性

図 8-3-2 推定用データセットの設定

ただし、この方法は、打ち切りデータがある限り、渋滞発生確率を100%まで推定することができない。推定できる範囲は、イベントデータ(BDF)のサンプル数に大きく依存するため、打ち切りデータに対してイベントデータが極端に少ない場合、推定できる渋滞発生確率が1%未満になることもある。

(2) 最尤法

Brilon et al.⁷⁾は、渋滞発生確率の全体像を推定できない、曲線同士の定量的な比較が難しい、というPLMの短所を補うため、最尤法による渋滞発生確率の推定を提案している。式(8.3)が最尤法に用いる尤度関数 L であり、これを最大化するようなパラメータを推定する。これは、PLMと全く同じデータセットにより推計され、また、基本的な考え方もPLMと同じである。

$$L = \prod_{i=1}^n f(q_i)^{\delta_i} \cdot [1 - F(q_i)]^{1-\delta_i} \quad (8.3)$$

$f(q_i)$: 渋滞発生確率の確率密度関数,

$F(q_i)$: 渋滞発生確率,

δ_i : 1(渋滞発生の場合, BDF), 0(非渋滞流, FF)

ここで、 $F(q_i)$ に何らかの分布形を仮定する必要があるが、正規分布、ガンマ分布、ワイブル分布の中でワイブル分布が最もあてはまりがよいというBrilon et al.⁷⁾の知見を参考に、本研究では $F(q_i)$ にワイブル分布を仮定する(式(8.4))。

$$F(q) = 1 - e^{-\left(\frac{q}{b}\right)^a} \quad (8.4)$$

a : 形状パラメータ

b : スケールパラメータ

(3) 本研究における渋滞発生確率の推定手法

最尤法を用いれば、渋滞発生確率曲線の全体像を明らかにでき、また推定されたパラメータによって曲線同士を定量的に比較することが可能になる。しかし、一般に最尤法による推定には十分なデータ量が必要とされ、本研究のように、BDFのデータがFFのデータに比べ極端に少ない場合、推定結果の扱いには十分な注意が必要となる。これに対して、ノンパラメトリック法であるPLMには、分布形に依存しない、イベントデータ(BDFのデータ)が少数でも適用可能、といった特徴がある。

以上をふまえ、本研究では、これら2つの手法を用いて各地点の渋滞発生確率を推定する。そして、PLMと比較することで、最尤法の推定結果の信頼性を確認し、そのパラメータによって各地点の渋滞発生確率を定量的に比較、考察する。

8.3.4. 渋滞発生確率の推定結果

図8-3-3は、BDF分布とPLMと最尤法によって推定された渋滞発生確率曲線を比較したものである。また、表8-3-2は最尤法で推定されたワイブル分布のパラメータである。

表 8-3-2 最尤法で推定されたパラメータ

	294KP	296KP	298KP	300KP	302KP
<i>a</i>	14.1	14.7	14.5	7.9	11.0
<i>b</i>	375.6	396.6	413.2	617.9	403.1

単位(*b*) : 台/5分

まず、PLMと最尤法で推定された渋滞発生確率曲線を比較する。図の右側で階段状のものがPLM、スムーズな曲線として全体像が推定されている曲線が最尤法によるものである。これらを比較すると、302KPで最尤法の方がやや高く推定されているものの、294KP、296KP、298KPでは、両者は概ね合っているといえる。ただ、渋滞発生頻度の低い300KPでは、PLMで1%以下までしか推定できておらず、最尤法の結果も他の4地点と大きく異なっているため、最尤法による推定結果の信頼性に大きな疑問が残る。

次に、渋滞発生確率曲線とBDF分布を比較すると、渋滞発生確率曲線が、非渋滞流時の交通量(FF)を考慮している分だけ、BDF分布に対して大きく右側に位置していることがわかる。BDFの累積分布が100%となる交通量であっても渋滞発生確率としては最大で30%程度に過ぎず、実際の実現最大交通量350(台/5分)であっても40%程度である。また、BDF分布では、渋滞の発生のしやすさを適切に表現することができなかったが、渋滞発生確率は左から渋滞発生頻度(表8-2-1参照)の高い順に並んでいる。例えば、渋滞発生頻度が最も高い294KPをみると、BDF分布は右から2番目に位置しているものの、渋滞発生確率曲線は、最も左に位置している。このように、渋滞発生確率は渋滞の発生のしやすさを適切に表しているといえる。

また、表8-3-3に渋滞発生頻度と渋滞発生確率交通量の対応を示す。これから、渋滞発生頻度が高い294KPでは、BDFの平均値が1%と5%渋滞発生確率交通量の間にいることがわかる。これは、Xingら⁸⁾の概ね5%渋滞発生確率交通量にあたるとした研究結果と近い。しかし、294KP以外の地点では、1%以下となっている。これは、定義の違いはもとより、Xingらの研究が我が国のクリティカルなBNを対象にしているのに対して、本研究では、区間内でBNが変動するような地点を対象に分析を行っているためと考えられる。

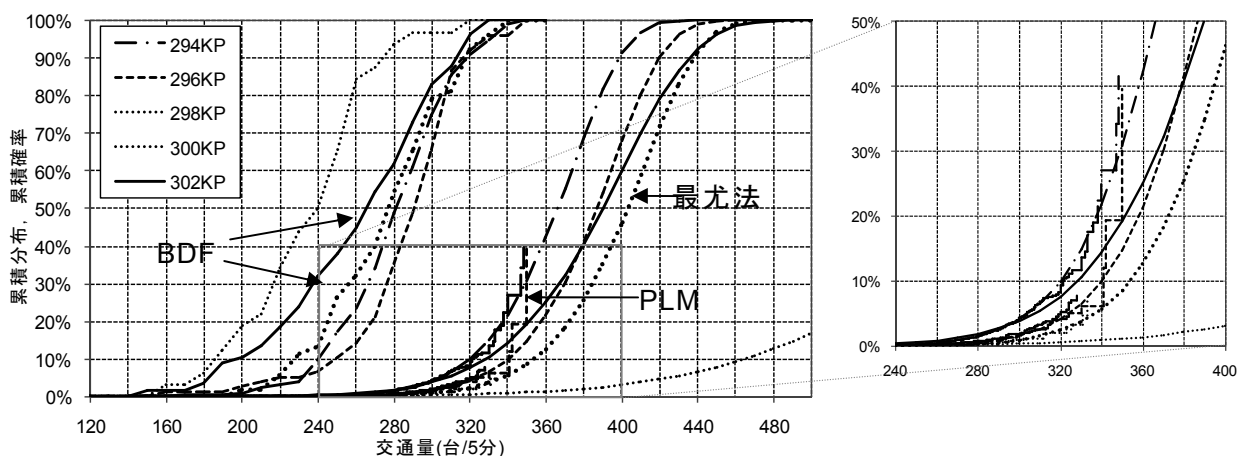


図 8-3-3 BDF の累積分布と PLM と最尤法によって推定された渋滞発生確率

表 8-3-3 BDF と渋滞発生確率交通量の対応

	渋滞発生確率交通量			BDF の平均値
	1%	5%	10%	
294KP	271.0	304.3	320.2	280.4
296KP	290.0	324.0	340.3	285.4
298KP	300.9	336.7	353.8	274.7
300KP	345.2	424.3	464.7	234.0
302KP	265.3	307.7	328.5	260.1

単位(交通量)：台/5 分

8.3.5. 問題点

以上のような方法で渋滞発生確率を推定したが、これにはいくつかの問題点や留意点がある。

(1) 推定された渋滞発生確率は条件付き確率である

本研究では、渋滞の発生を判定する際、図8-2-2のような条件を設けているため、推定された渋滞発生確率は条件付き確率になっている。つまり、推定された確率では、実際の独立な事象の確率を過小評価していることになる。このため、図8-2-2で示したような条件を外した独立な事象の確率を求める必要がある。しかし、推定できる確率がすべて条件付き確率である以上、事象の独立な確率を求めることは容易ではない。

(2) 集計時間間隔の並びを考慮していない

PLM、最尤法の分析手法は、各データを独立のものとして扱うことが前提である。しかし、実際には、1つ1つの集計時間間隔は完全に独立なものではなく、データの並び、すなわち時系列的な影響を受けていると考えられる。例えば、BDFの5分前や10分前の交通量が大きい方が、渋滞発生確率に大きな影響を及ぼすことも考えられるだろう。

(3) 適切な集計時間間隔の検討が必要である

本研究では、交通量を5分間単位で集計したものを用いたが、渋滞発生確率を推定する上での最適な集計時間間隔を検討する必要がある。集計時間が短ければ、渋滞発生の原因となった交通量水準をカバーしきれなくなり、逆に、長すぎれば渋滞発生の原因となった交通量水準が他の交通量によって薄められてしまうからである。

その他、BDFの定義や渋滞の閾値の設定、BNと車両感知器地点の相対的な関係の考慮、などいくつかの課題があることに留意が必要である。

8.4. 渋滞発生確率曲線の要因分析

8.4.1. 分析対象区間

次に、これまでの分析を行った東名高速下り岡崎IC－豊田JCT間に加えて、その他の主要な都市間高速道路の渋滞多発地点について、PLMと最尤法を用いて渋滞発生確率曲線を推定する。使用データは、2004年1箇年分の車両感知器データである。

ここでは、最尤法で推定されるパラメータの信頼性を確保するため、年間30件以上の渋滞が発生していることを抽出条件とする。なお、このとき、これまでの分析同様に、事故・工事データは除き、渋滞判定の閾値は全地点一律に平均地点速度60km/hとする。その結果、表8-4-1に示す30地点(全地点片側2車線)が抽出された。

表 8-4-1 各地点の詳細と推定されたパラメータ

道路	方向	区間	KP (m)	渋滞発生原因 (推測)	渋滞 件数	縦断勾配	勾配差 (%)	a (-)	b (台/5分)
中央	下り	稲城ー国立府中	11480	上り坂	31	+0.6%	0.6	15.8	354.5
中央	下り	国立府中ー八王子	19700	サグ	52	-0.1%→+2.4%	2.5	18.2	319.9
中央	下り	八王子ー相模湖東 出口	30700	サグ	40	-0.3%→+1.0%→ +2.7%	3.0	17.1	314.2
中央	上り	高井戸ー調布	1150	出口 or 平面線 形	956	-0.2%	-	10.3	329.1
中央	上り	高井戸ー調布	2640	不明	56	+0.4%→-0.2%→ +0.5%	0.7	8.7	485.6
中央	上り	高井戸ー調布	5110	上り坂	259	+2.7%	2.7	13.1	354.7
中央	上り	調布ー稲城	10000	不明	37	-0.5%→+1.2%	1.7	14.0	382.0
中央	上り	稲城ー国立府中	11820	合流	49	-0.6%→-0.1%→ -0.5%	-	20.3	361.3
中央	上り	稲城ー国立府中	16160	不明	70	-0.5%→-0.2%	-	12.3	398.6
中央	上り	八王子ー相模湖東 出口	26480	本線料金所	95	-1.5%	-	8.0	362.5
中央	上り	八王子ー相模湖東 出口	27000	不明	31	-0.9→-1.5%,	-	8.1	415.8
中央	上り	八王子ー相模湖東 出口	29900	不明	41	-1.0%→0.3%	1.3	6.9	453.5
中央	上り	八王子ー相模湖東 出口	40430	小仏トンネル	168	+2.3%	2.3	15.6	259.0
東名	下り	岡崎ー豊田	294430	サグ	38	-0.8%→+2.0%	2.8	13.0	405.0
東名	下り	岡崎ー豊田	302150	不明	34	-0.2%→-0.9%	-	11.9	422.3
東名	下り	豊田ー東名三好	312010	サグ	227	-0.3%→+3.0%	3.3	11.7	382.0
東名	下り	東名三好ー名古屋	320380	サグ	151	-1.1%→+2.7%	3.8	16.2	395.6
東名	下り	岡崎 ICー豊田 JCT	294430	サグ	218	-0.8%→+2.0%	2.8	14.1	375.6
東名	下り	岡崎 ICー豊田 JCT	296440	サグ	76	-0.8%→+1.5%	2.3	14.7	396.6
東名	下り	岡崎 ICー豊田 JCT	298430	サグ	53	-2.5%→+2.0%	4.5	14.5	413.2
東名	下り	岡崎 ICー豊田 JCT	302150	分流	134	-0.2%	-	11.0	403.1
東名	上り	豊田ー東名三好	314270	サグ	117	-1.0%→+1.0%	2.0	10.7	450.6
東名	上り	東名三好ー名古屋	318350	不明	30	-0.4%→+1.1%	1.5	10.9	526.7
東名	上り	東名三好ー名古屋	320370	不明	60	+1.6%	1.6	13.3	443.2
東名	上り	東名三好ー名古屋	322380	サグ	121	-2.7%→+1.1%	3.8	22.1	379.2
東名	上り	小牧 JCTー小牧	341490	分合流	41	+1.6%	1.6	9.8	458.8
東名	上り	小牧 JCTー小牧	343210	不明	35	-0.2%→+1.6%	1.8	12.7	404.4
名神	下り	小牧ー一宮	351690	不明	217	-0.2%	-	7.9	426.2
名神	上り	小牧ー一宮	347490	分合流	84	+0.3%→+0.8%	0.8	8.6	459.0
名神	上り	一宮ー一宮 JCT	357890	橋梁?	218	勾配なし	-	15.2	345.8

※網掛けは3章までで使用した2006年のデータ

いくつかの既往研究¹⁶⁾などを参考に、渋滞発生の原因を表中に整理する。ただし、既往研究が見つからない地点については、縦断勾配、平面線形などの構造データを参考に渋滞発生の原因を推測した。その際、勾配差2.0%以下のサグでは渋滞の発生が見られなかったとする大口¹⁵⁾の研究を参考に、勾配差2.0%以上の地点をサグとした。また、不明と判定した地点では、縦断勾配、平面線形、見通し、情報板などの様々な要因が複合して、渋滞が発生していると考えられる。

8.4.2. 要因分析

最尤法によって推定されたワイブル分布のパラメータの値を表8-4-1の右端2列に示す。ワイブル分布では、形状パラメータ a が大きくなるほど、分布の傾きが急になる。また、スケールパラメータ b は概ね分布形の位置を示していると考えてよい。

図8-4-1は、パラメータ a と b の関係を渋滞の発生原因別に示したものである。「トンネル」に分類した小仏トンネルが原因の中央道上路40.43KPを除いた、勾配差が2.0%以上の地点を「勾配」、分流あるいは合流が原因の4地点を「分合流」、本線料金所が原因の中央道上路26.48KPを「本線料金所」、原因が不明なその他の地点を「その他(不明)」と分類した。

これより、 a 、 b ともに広い範囲に分布していることがわかる。特に、形状パラメータ a は、一定と考えてよいとするBrilon et al.⁷⁾の分析結果と異なり、7から22程度まで幅広く分布している。また、発生原因別の a の大きさを比較すると、明らかに「勾配」

＞「分合流」の傾向があり、「分合流」に比べ「勾配」の方が渋滞発生確率の分布形状の傾きが急であることがわかる。これは、「勾配」の方が交通量に対する渋滞発生確率の増加率が大きいことを意味しており、渋滞発生が交通量に強く依存しているといえる。「勾配」では、構造上の理由により、どんなドライバーでも無意識のうちに速度が低下する。このため、交通量が多くなると、それが上流に伝播しやすい状況になると考えられる。一方、「分合流」では、交通量だけでなく車線変更等の個々の車両挙動の積み重なりが渋滞発生

の原因となっているため、交通量への依存度が低いと考えられる。

図8-4-2は、渋滞発生原因とは関係なく、勾配差(表8-4-1参照)と形状パラメータ a の関係を示したものである。これより、勾配差が大きくなるにつれ、 a が大きくなる傾向がわかる。つまり、勾配差の増加とともに、交通量への依存度が高くなるといえる。

8.5. 区間における渋滞発生確率

交通容量が明らかに低い地点がBNとなる区間では、基本的にそのBNのみを評価すれば事足りる。しかし、本研究の対象区間のように各地点の交通容量が拮抗した地点が複数あり、区間内にいくつかのBNが存在する場合には、区間として渋滞を評価するべきであろう。

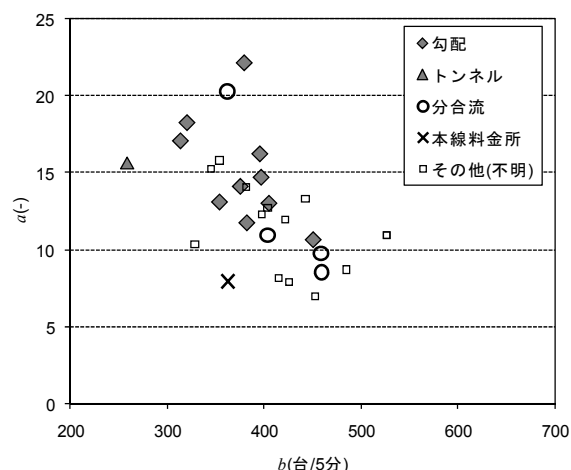


図 8-4-1 パラメータ a と b の値

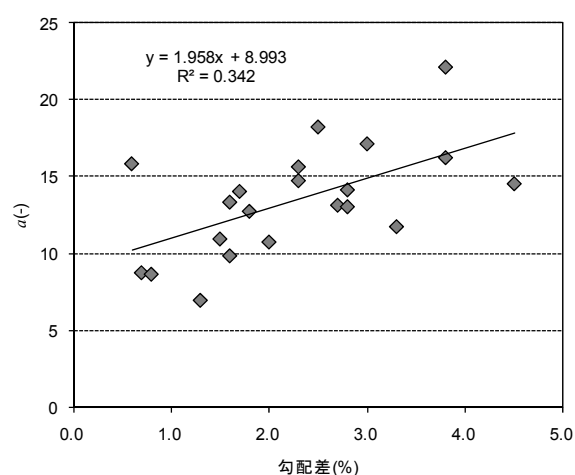


図 8-4-2 勾配差と形状パラメータ a の関係

なぜなら，アクセスコントロールされた高速道路区間では，区間内のどの地点で渋滞が起ころうと，それは，区間が渋滞していることに変わらないからである．そのため，ここでは，区間としての渋滞発生確率を求めることを試みる．

式(8.5)がIC区間における渋滞発生確率を求めるための式である．このとき，各地点における渋滞発生確率を独立と仮定する．ただし，5分という短い集計時間間隔を使用しているため，独立を仮定することによる影響は比較的小さいと考えられる．

$$F_{\text{sec}}(q) = 1 - \prod_{i=1}^n (1 - F_i(q)) \quad (8.5)$$

ここに， $F_{\text{sec}}(q)$: 区間における渋滞発生確率
 n : 車両感知器数，
 である．

図8-5-1は，東名下り岡崎IC－豊田JCT間における区間の渋滞発生確率と各地点の渋滞発生確率を示したものである．区間の渋滞発生確率は，渋滞発生確率が最も高い294KPにおけるを最大で25%程度上回っていることが分かる．つまり，294KPをこの区間における発生現象のBN地点として扱った場合，実際の，区間における渋滞発生確率を過小評価してしまうことがわかる．

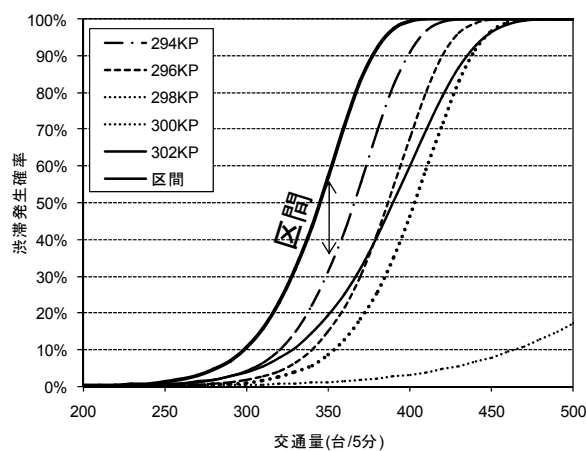


図 8-5-1 区間における渋滞発生確率

8.6. まとめ

本章では，まず，渋滞現象を発生と定着の2つに区別し，それぞれをBDF，QDFと関連づけることによって，区間内の様々な地点が発生/定着地点となり得ること，つまりBNの位置が変動する現象について説明した．BDFは確率的な特性が強く，区間内でBDFが拮抗している場合，発生現象は区間内の様々な地点で起こり得ることがわかった．これに対して，QDFは変動が小さく，渋滞はQDFの最も低い地点に定着しやすいことがわかった．これらが，様々な地点で渋滞が発生し，その後，渋滞の先頭が移動する理由と考えられる．

そして、渋滞の発生現象については、特に確率的な解釈が必要であると考え、PLMと最尤法により渋滞発生確率を推定し、渋滞発生確率が発生現象を説明する上で有効であることを示した。また、渋滞発生確率の要因分析を行い、渋滞発生確率が渋滞発生要因によって感度があることを明らかにした。

最後に、区間における渋滞発生確率の推定方法を提案し、BNが変動する渋滞現象を区間として捉える必要性を示した。

謝辞

本研究を進めるに際して、貴重なデータを提供していただいた中日本高速道路(株)名古屋支社、(株)高速道路総合技術研究所に深謝します。

8章の参考文献

- 1) (社)日本道路協会：道路の交通容量，1984.
- 2) 大口 敬・片倉正彦・鹿田成則・大谷武彦：高速道路単路部渋滞発生時の交通現象解析，土木計画学研究・講演集，No.21(2)， pp.905-908， 1998.
- 3) 岡村秀樹・渡辺修治・泉 正之：高速道路単路部の交通容量に関する調査研究(下)，高速道路と自動車，第44巻， 第3号， pp.30-40， 2001.
- 4) Lorenz, M. and Elefteriadou, L.: A Probabilistic Approach to Defining Freeway Capacity and Breakdown, Proceedings of the 4th International Symposium on Highway Capacity, pp.84-95, TRB-Circular E-C018, Transportation Research Board, Washington D.C., 2000.
- 5) Minderhoud, M. M., Botma, H and Bovy, P. H. : Assessment of roadway capacity estimation methods, Transportation Research Record No. 1572, Transportation Research Board, National Research Council, Washington D.C., 1997.
- 6) Minderhoud, M. M., Botma, H. and Bovy, P. H.: Roadway Capacity using the Product-Limit Approach, Proceedings of the 77th Annual Meeting of the TRB., 1998.
- 7) Brilon, W., Geistefeldt, J. and Regler, M.: Reliability of Freeway Traffic Flow: A Stochastic Concept of Capacity, Proceedings of the 16th International Symposium on Transportation and Traffic Theory, College Park, Maryland, 2005.
- 8) Xing Jian・佐藤久長・高橋秀喜・吉川良一：高速道路のボトルネック交通容量分布及び渋滞発生確率の推定，第26回交通工学研究発表会論文報告集，pp.49-52， 2006.
- 9) 大口 敬・片倉正彦・鹿田成則：高速道路単路部をボトルネックとする渋滞発生特性に関する実証的研究，高速道路と自動車，第44巻， 第12号， pp.27-34， 2001.
- 10) 越 正毅・桑原 雅夫・赤羽 弘和：高速道路のトンネル，サグにおける渋滞現象に関する研究，土木学会論文集，No.458/IV-18， pp.65-71， 1993.
- 11) 邢 健・越 正毅：高速道路のサグにおける渋滞現象と車両追従挙動の研究，土木学会論文集，No.506， IV-26， pp.45-55， 1995.

- 12) 野中康弘・石田貴志・長井伸太郎：高速道路単路部における渋滞定着地点の幾何構造特性に関する一考察，第23回交通工学研究発表会論文報告集，pp.5-8， 2003.
- 13) 岡村秀樹・渡辺修治・泉 正之：高速道路単路部の交通容量に関する調査研究(上)，高速道路と自動車，第44巻， 第2号， pp.31-38， 2001.
- 14) 稲野 晃，中村英樹，内海泰輔：ボトルネックが連続する区間における渋滞現象の分析，第36回土木計画学研究・講演集，CD-ROM， 2007.
- 15) 大口 敬：高速道路サグにおける渋滞の発生と道路線形との関係，土木学会論文集，No. 524/IV-29， pp.69-78， 1995.10.
- 16) (社)交通工学研究会：交通容量データブック， 2006.

非売品

性能照査型道路設計のための
交通容量・サービス水準に関する研究
報 告 書

発行日 平成 20 年 6 月

発行所 財団法人 国際交通安全学会

東京都中央区八重洲 2-6-20 〒104-0028

電話/03(3273)7884 FAX/03(3272)7054

許可なく転載を禁じます。