

バスと乗用車で構成される混合交通流の基礎的特性

CHARACTERISTICS OF MIXED FLOWS CONSISTING
OF BUSES AND CARS

毛利正光*・新田保次**

By Masamitsu MŌRI and Yasutsugu NITTA

1. はじめに

都市部での交通工学的なバス対策として、従来、バス専用レーン、優先レーンあるいはバス感応信号等の設置が行われ、それなりの成果を挙げてきている。しかし、まだ、十分とはいえないし、効果を算定する基準も確定されているとはいいがたい。特に、複数の車種によって構成されている街路で対策を実施する以上、設置効果を推定するには、混合交通流の特性を把握することが必要となろう。

そこで、本研究では、信号機、交差点の連続する街路交通流の特性把握を視野に入れつつ、当面、次のような課題を達成することを目的としている。街路交通は信号、交差点などの影響により車群を構成し、発進、自由、追従、停止走行を繰り返しながら流れている。そこで、このような交通流の総合的把握を試みる前に、交通流を車群ごとに分割し、定常走行時の車群における速度、密度、交通量の三者関連に及ぼすバス混入率の影響を把握することを第1の目的とし、次に、これらの車群によって構成される交通が流れる信号交差点のある単純な街路を想定し、シミュレーションモデル解析により、一連の走行挙動を含めた交通流特性を交差点間隔、信号条件の影響を考慮して明らかにすることを目的としている。

2. 従来の研究と本研究の特徴

1934年に発表された Greenshields の研究¹⁾に端を発した交通流の重要な3要素、つまり速度、密度、交通量の相互関係についての研究は Lighthill²⁾, Richards³⁾, Greenberg⁴⁾, らによる流体力学理論の応用により理論

的な発展を遂げた。また、ほぼ同時に発表された Chandler, Herman ら⁵⁾, 米谷, 佐佐木⁶⁾の追従理論は Edie⁷⁾によって発展され、モデルの積分形式が Greenberg のモデルに等しいことが示された^{8)~10)}。

この Greenberg のモデルの係数決定は、乗用車を対象に多くなされ、拘束走行領域において適合性が示されたが、他車種についての研究は限られている。バス流に対する研究では、Herman ら^{11)~13)}のバス車群による実験的研究により、定常走行状態で追従理論および Greenberg 式の妥当性が明らかにされた。また、Hodgkins¹⁴⁾は現実のバス流を対象に速度、密度、交通量の相互関係を明らかにし、Greenberg 式の妥当性を示した。次に、バスと乗用車で構成される混合交通流については Growley¹⁵⁾による研究がみられる。彼は連続する2台の車の車頭時間と速度の関係を明らかにしたが、3台以上の車群は対象としていない。そこで本研究では、車種別混入率を Greenberg 式に導入し、混合交通流の一般的表現を試み、バスと乗用車で構成される交通流に対して式表現の妥当性を検証した。

次に街路交通流については、信号、交差点によって影響を受ける微視的交通特性に関する研究¹⁶⁾は多々あるとともに、特殊なケースにつきシミュレーションにより交通特性を明らかにした研究^{17)~19)}はあるが、信号、混入率などの要因により、速度、密度、交通量の相互関係を一般化した研究は見受けられないようである。この点を明らかにしようとしたことも本研究の特徴である。

3. バス混合交通流の定常走行特性

(1) 目的

本章の目的は次のとおりである。1) 単一車種を対象とした Greenberg の式に、車種別混入率を導入し、定常走行状態での混合交通流の基本式として定式化するこ

* 正会員 工博 大阪大学教授 工学部土木工学科

** 正会員 工修 大阪大学助手 工学部土木工学科

と、2) 特殊なケースとして、バスと乗用車が定常走行している混合交通流を対象に、基本式の係数(臨界速度、ジャム密度)をバス混入率の関数として求め、バス混合交通流の速度、密度、交通量の関係式を作ることを、3) この基本式を実測値をもとに検証すること。以上である。なお、基本式に示されるような交通流は、現実には追従走行している車群内に近似的に現われるとして、この車群を対象にデータを収集した。

(2) 定常走行状態での混合交通流基本式

単一車種の定常交通流に関する交通量(Q)、密度(K)、速度(V)の相互関係を記述する基本式として、Greenbergは流体力学的方法により、次の式(1)、(2)を導いた。また、この式はEdieにより追従理論からも誘導された。そして、従来、この式は拘束走行領域において適合性がよいことが示されてきた。

$$V = V_m \ln(K_j/K) \dots\dots\dots(1)$$

$$Q = KV \dots\dots\dots(2)$$

ただし、

V_m : 臨界速度

K_j : ジャム密度

この式は単一車種の交通流を対象としたものであるが、本研究ではこの式を基礎に次のような方法により、拘束領域での混合交通流一般式を求めた。つまり、車種別混入率(P)を式(1)の V_m 、 K_j の中に導入したのである。ただし、 V_m については2.(3)で示す理由により一定とした。 K_j は次のように定式化した。

いま、n種類の車種によって構成される総数N台の車がL区間長内にジャム状態で存在するとすると、

$$N = \sum_{i=1}^n N_i \dots\dots\dots(3)$$

$$L = \sum_{i=1}^n N_i S J_i \dots\dots\dots(4)$$

$$P_i = N_i / N \dots\dots\dots(5)$$

$$\sum P_i = 1 \dots\dots\dots(6)$$

ただし、

N_i : 車種iの総台数

$S J_i$: 車種iのジャム状態での車頭間隔

P_i : 車種iの混入率

このとき、ジャム密度 K_j は、

$$K_j = N/L = N / \sum_{i=1}^n N_i S J_i = 1 / \sum_{i=1}^n P_i S J_i \dots\dots(7)$$

となる。基本車種のジャム車頭間隔 $S J_c$ と換算係数 r_i を用いて $S J_i$ を表現すると、 $S J_i = r_i S J_c$ となる。よって式(7)は次式になる。

$$K_j = 1 / \sum_{i=1}^n P_i r_i S J_c \dots\dots\dots(8)$$

よって、ここでいう混合交通流基本式とは、式(1)、

(2)、(8)で表現される式のことである。

(3) バス混合交通流基本式

a) 基本式

バスと乗用車の2車種からなる混合交通流を対象とした場合、式(8)より、次式が導かれる。

$$K_j = 1 / (P_b r_b + P_c r_c) S J_c \dots\dots\dots(9)$$

ただし、

P_b : バス混入率

P_c : 乗用車混入率

$S J_c$: 乗用車のジャム状態の車頭間隔

このとき、 $P_b + P_c = 1$ 、基本車種を乗用車とすると、 $r_b = S J_b / S J_c$ 、 $r_c = S J_c / S J_c = 1$ となり、式(9)は、

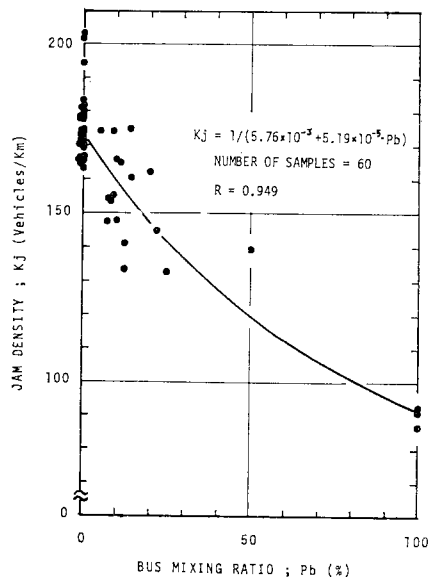
$$K_j = 1 / \{(r_b - 1) P_b + 1\} S J_c \dots\dots\dots(10)$$

となり、 K_j は P_b の関数として示される。式(1)、(2)、(10)が基本式である。

b) ジャム密度 K_j の決定

K_j は交通密度が大きくなって車群が停止するときの密度で、従来多く、 K と V の回帰式の係数として求められた。しかし、この方法は K_j を間接的に求めたものであり、データの分布状況によって影響を受ける性格のものであった。また、車の長さが増えると、それに伴って多量のデータを求め帰させる必要があり、式表現としての一般性に欠けていた。そこで、式(8)に示すように P_i 、 r_i 、 $S J_c$ の関数として表現しこの欠点を補い、バスと乗用車の場合、式(10)のように示した。そして、次の方法により K_j を求めた。

K_j を信号で停止された車群の密度に準ずるものとみなし、35ミリカメラにより実測し、各停止車群ごとに



図一 バス混入率とジャム密度の関係

P_b と K_j を求めた (図-1)。このデータを最小自乗法により式 (10) に回帰させ、次式を得た。

$$K_j = 1 / \{ (0.90 P_b / 100 + 1) 5.76 \times 10^{-3} \} \dots\dots (11)$$

ただし、 K_j (台/km)、 P_b (%)、データ数 60、相関係数 0.949。式 (10)、(11) より、 $SJ_c = 5.76$ m、 $r_b = 1.90$ となった。また、乗用車のみ ($P_b = 0\%$) の K_j は 173.6 台/km となり、バスをみの場合 ($P_b = 100\%$)、91.3 台/km となった。なお、実測地点は大阪市営バスが滞留する国鉄大阪駅裏大鉄管理局前の交差点である。

c) 臨界速度 V_m の決定

臨界速度は最大交通量を得る時の速度と定義されている。最大交通量は従来の容量に関する研究⁹⁾によると道路要因(車線幅、側方余裕幅、路面状態、線形など)、交通要因(大型車、車線分布など)により変化するとされている。ここで式 (1)、(2) が道路要因、交通要因の変化にかかわらず成立するとすると、これらの要因は式のどの部分に影響を及ぼすのか考えてみよう。最大交通量 (Q_{max}) は式 (1)、(2) より $Q_{max} = K_j V_m / e$ となる。よって Q_{max} の変化は K_j 、 V_m の変化となり、要因は K_j 、 V_m の一方か両方に影響を与えるものと推測される。ここでは、これらの要因のうちバス混入率のみについて考えることにした。そのため、道路条件がほぼ等しい表-1 に示す測定地点を選択した。すでに K_j については示したので、ここでは V_m について検討する。

バス混入率と V_m の関係を 図-2 に示した。Hodgkins¹⁴⁾ は $P_b = 0$ と 100% につき V_m を求めているが、この場合、いずれも同一値を示した。Crowley¹⁵⁾ のデータでは、 $P_b = 0$ と 50% が同一値、100% ではこれより 1.5 m/s ほど低い V_m を示した。本研究の実測結果 (図-6) では、 $P_b = 0, 20, 60\%$ でそれぞれ 10, 8, 9 m/s となった。以上の結果から、混入率にかかわらず V_m を一定とおくと、精度上、粗くなる危険性があるが、 V_m の変動について明確な傾向を判断できない以上、ここでは混入率にかかわらず V_m を一定とおき、以下の方法で求めた V_m を理論式に代入し、その式が実測値

表-1 測定地点の道路条件

| 道路条件 | 測定地点 | |
|---------|--------------------------|---------|
| | 長柄橋 | 小林町 |
| 車線数 | 片側3車線 | 片側3車線 |
| 測定車線の幅員 | 外側車線 3.3m 中・内側車線 2.8m | 5.1m |
| 側方余裕幅 | 0m | 0m |
| 付加、織込車線 | 無 | 無 |
| 路面状態 | 良アスファルト | 良アスファルト |
| 線形 | 直線 | 直線 |
| 勾配 | 0 | 0 |
| 沿道条件 | 流入なし | 流入なし |

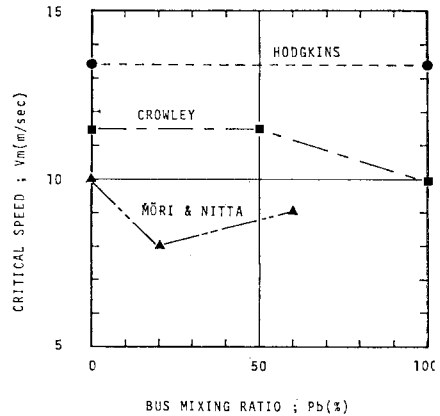


図-2 バス混入率と臨界速度の関係

と適合するかどうかによって $V_m =$ 一定の妥当性をみることにした。そこで、データ数の最も多い乗用車の場合の V_m を求めることにした。方法と結果を次に示す。

i) $Q-V$ 関係のデータから直接求める方法

V_m は Q_{max} を示すときの速度である。 $Q-V$ 関係の実測値 (図-6) より V_m を求めると、10 m/s となった。なお、このとき Q_{max} は 2300 台/時であった。

ii) $V-K$ 回帰式から求める方法

実測値 V, K (図-4) に式 (1) を回帰させ、 V_m を求めると 9.6 m/s となった。

iii) Q_{max}, SJ_c から求める方法

式 (1)、(2) より Q_{max} を記録するときの V_m は eSJ_cQ_{max} である。ここで $SJ_c = 5.76$ m、 $Q_{max} = 2300$ 台/時であるので $V_m = 10.0$ m/s となった。

以上より、 $V_m = 10$ m/s とした。なお、臨界密度 (K_m) は式 (1) より、 $K_m = K_j / e$ である。混入率に応じた K_m は式 (11) を K_j に代入することによって求まる。ちなみに、 $V_m = 10$ m/s のときの、 $P_b = 0, 20, 60, 100\%$ での K_m はそれぞれ、64, 54, 41, 34 台/km となった (図-4)。

d) まとめ

求めた K_j, V_m を式 (1)、(2)、(10) に代入し、バス混合交通流の基本式を次式のように得た。

$$\left. \begin{aligned} V &= 10 \ln(K_j / K) \\ K_j &= 1 / \{ (0.90 P_b / 100 + 1) 5.76 \times 10^{-3} \} \dots\dots (12) \\ Q &= 3.6 V K \end{aligned} \right\}$$

ただし、速度、密度、交通量、混入率の単位は、それぞれ m/秒、台/km、台/時、% である。

(4) 基本式と実測値の比較検討

a) 実測値の求め方

混合交通流基本式の検証には定常走行状態における速度、密度(車頭間隔)、交通量、バス混入率のデータが

必要である。このため、表-1 に示す平坦、直線、片側2車線以上、交通量もバス本数も多く、かつ、定常走行を維持できるなどの交通条件を備えている場所を測定地点として選定した。この地点における交通流を8ミリカメラによって撮影し、次に示す方法によって速度、密度、交通量、バス混入率を算定した。このとき、対象とした交通流は限界車頭時間7秒以下¹⁴⁾の車群であり、また、測定区間長は速度の誤差が1km/時以下になるよう決定した²⁰⁾。

速度は測定区間を通過する車群の所要時間により空間平均速度として計算され、あわせて車群内車両の平均車頭間隔が求められた。密度は平均車頭間隔の逆数とした。混入率は車群内総台数でバス台数を除すことによって求めた。交通量は次式¹⁴⁾によって計算した。

$$Q = 43\,200(n-1)/t \dots\dots\dots (13)$$

ただし、

Q : 1時間当たり交通量

n : 車群内車両数

t : 車群がある地点を通過するに要する時間。

ただし、1秒間12コマのコマ数である。

$$43\,200 : 3\,600 \text{ 秒} \times 12 \text{ コマ}$$

b) 基本式と実測値の比較

乗用車のみの場合の各車群についての密度と速度の実測値を図-3に示した。各密度領域にわたり速度の変動がみられるものの負の相関関係が示されている。このデータを密度10台/kmの範囲ごとに集め、5個以上のデータを有する場合のみ空間平均速度を求め、K-V関係を示したのが図-4の $P_b=0\%$ のときの実測値である。また同図に、同じ方法で求めた $P_b=100\%$, $0 < P_b \leq 40\%$, $40 < P_b \leq 80\%$ のときの実測値を示した。そして、 $0 < P_b \leq 40\%$, $40 < P_b \leq 80\%$ の代表値をそれぞれ、20%, 60% とし、あわせて0%, 100%について4

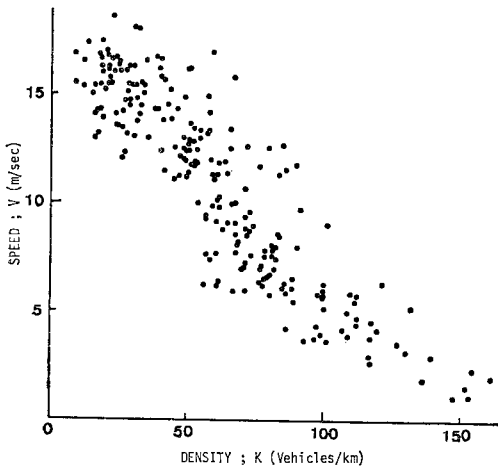


図-3 密度と速度の生データ

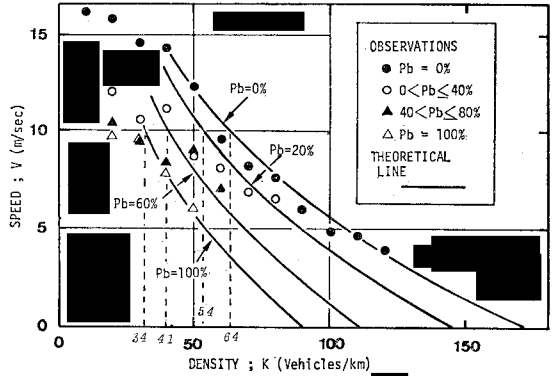


図-4 密度と速度

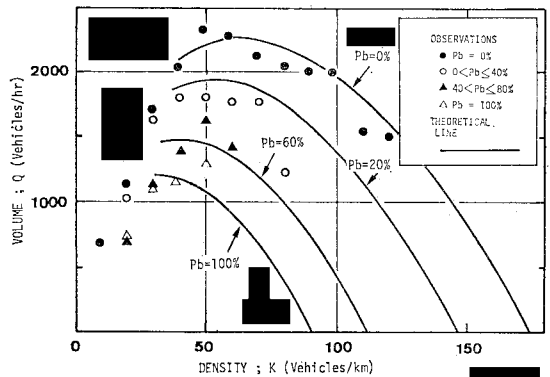


図-5 密度と交通量

種類の P_b 値を式 (12) に代入して求めた基本式の適合性を、図-4 より判断すると次のことがいえる。

$P_b=0\%$ の場合、密度40台/km以上で基本式はよく適合している。 $P_b=100\%$ では30台/km以上で比較的よく適合している。 $P_b=20, 60\%$ ではよく適合しているとはいいがたいが、混入率ごとに層別に速度が低減している傾向がうかがわれる。データ数の比較的豊富な $P_b=0, 100\%$ のケースにおいて基本式がよい適合性を示したことは、その間の混入率の段階でのデータ数を豊富にすれば層別に分離していることの判明の段階から一歩、基本式のよい適合性を示す段階に近づくものと思われる。

交通量と密度の関係は図-5に示すようであった。図-4の場合と同様に密度10台/kmの範囲ごとに5個以上のデータにつき交通量の平均値を求めた。 $P_b=0\%$ では $K \geq 40$ において基本式は比較的よく適合しているが、実測値はおおむね低い値を示した。 $P_b=20, 60\%$ では混入率による層別の分離はK-V関係と同様に明確に現われた。

交通量と速度の関係は図-6に示すように、速度の全領域にわたり交通量は基本式より低く出るものの、混入率ごとに層別に分布していることがうかがわれる。

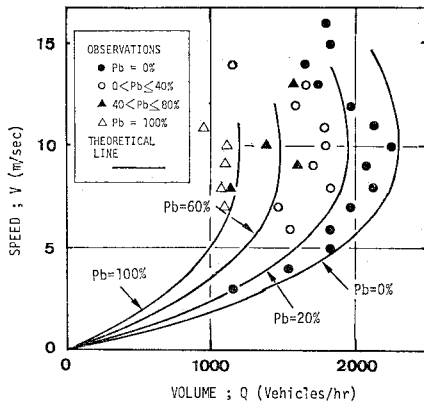


図-6 交通量と速度

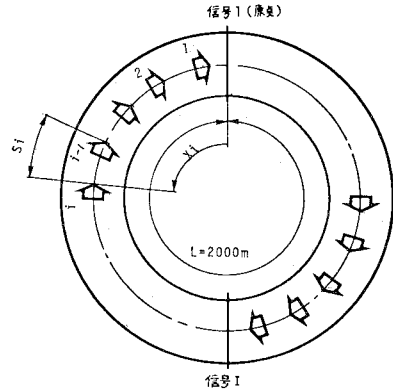


図-7 街路モデル

このように、密度が 30~40 以上の領域において、基本式は $K-V$ 関係において比較的よい適合性を示すものの、 $Q-K$, $Q-V$ 関係においては Q の実測値が理論値よりおおむね低い値を示し十分な適合性とはいえなかった。しかし、各ケースとも混入率ごとに実測値が分離している傾向は明確に現われ、基本式の性格を実証したものとなった。なお、 $K < 30 \sim 40$ の領域では、基本式は適用領域外であり、図-4 で示したように、直線式など、別の式表現を考える必要があろう。

表-3 シミュレーションの各ケース

| 密度 (vehicles/km) | CAR | 60 | 80 | 100 | 120 | 140 |
|------------------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| | BUS | 40 | 50 | 60 | 70 | 80 |
| 交差点間隔 (m) | | 500 | 400 | 250 | 200 | 100 |
| 信号周期 (s) | | 120 | 80 | 60 | --- | --- |
| 青時間比 | | 2/3 | 1/2 | 1/3 | --- | --- |

4. 単純街路交通流の基礎的特性

本章では前章での成果を引き継ぎ、信号交差点を含む街路での交通流特性をシミュレーションモデルにより把握することを試みた。具体的には、バス、乗用車で構成されるそれぞれの交通流につき、速度と密度の関係を信号交差点間隔、信号周期、青時間比の変化との関連で追求している。なお、本モデルでは定常流における拘束走行領域に対応する台数を街路上に配置し、この密度状態においては追い越しは考えないものとした。

(1) シミュレーションの方法

a) 概要

高田の方法²¹⁾を参考にリング状の街路モデルを考えた(図-7)。この街路上に等間隔に同時式信号機を設置し、車両数を信号区間ごとに等配分し信号機の後に停止状態で配車した。そして青現示とともに1秒の反応遅れでスタートさせ、0.2秒ごとにランさせ表-2に示す車の属性を計算させた。

車の走行状態については、発進、自由、追従、停止走行の4モ

表-2 車の属性

| | | |
|----|---------|----|
| 1 | 位置 | 座標 |
| 2 | 希望速度 | |
| 3 | 車頭間隔 | |
| 4 | 車頭時間 | |
| 5 | 加減速度 | |
| 6 | 瞬間速度 | |
| 7 | 瞬間走行距離 | |
| 8 | 総走行距離 | |
| 9 | 原点通過回数 | |
| 10 | 存在信号区間 | |
| 11 | 信号区間内順位 | |

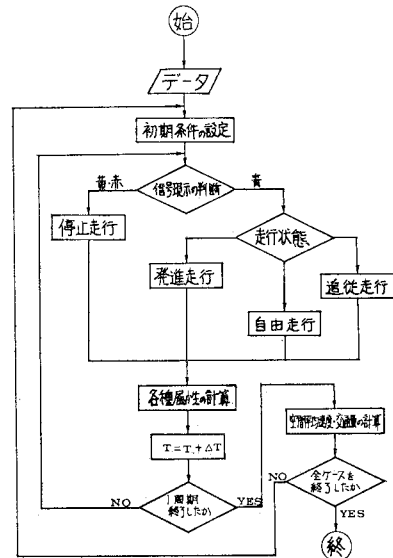


図-8 シミュレーションモデルのフロー図

デルを考えた。追従限界車頭時間は乗用車 7 秒^{14), 21)}、バス 5 秒^{注 1)}とした。希望速度は乗用車 50 km/時、バス 40 km/時と一率に設定した。信号が青から黄になると停止走行に移るが、最大減速度をもってしても交差点を通過する車はそのまま走行させた。そして、赤時間の間にすべての車はジャム状態で停止するとした。そして、密度、交差点間隔、信号周期の各ケース(表-3)ごとに空間平均速度を算出した。なお、フロー図を図-8に示

注 1) 大型トラックの限界車頭時間がおおむね 5 秒²⁰⁾であるので、この値をバスに使った。

した。

b) 発進走行モデル

信号が赤で停止している車が青になり発進し、徐々に速度を上げていく過程を把握するためには、前車が発進したのち自分の車が発進するまでの反応遅れと、発進後の時間経過と速度の関係を求める必要がある。そのため実測によりこれらを求め、モデル化した。

反応遅れは、信号交差点に停止している車群を対象にストップウォッチにより測定した。図-9 に示すように最頻値1.0秒、平均値1.3秒となった。そこで、モデルでは反応遅れを1秒とし、この反応遅れでもって順番に先頭車から発進させることにした。

発進後の経過時間と速度の関係については、乗用車の場合、次の方法で求めた。交差点流入部の測定区間に入る車を8ミリカメラにより撮影し、各車の速度と発進後の経過時間を求め、車両順位ごとに速度と経過時間を平均化し、両者の回帰式を求めた。図-10 に実測値と回帰式を示したが、回帰式は原点を通過するようにした。

バスの場合、8ミリカメラにより追跡撮影することにより走行時間と走行距離を求め、走行距離ごとに時間の平均値と空開平均速度を求め、図-10 に示す実測値

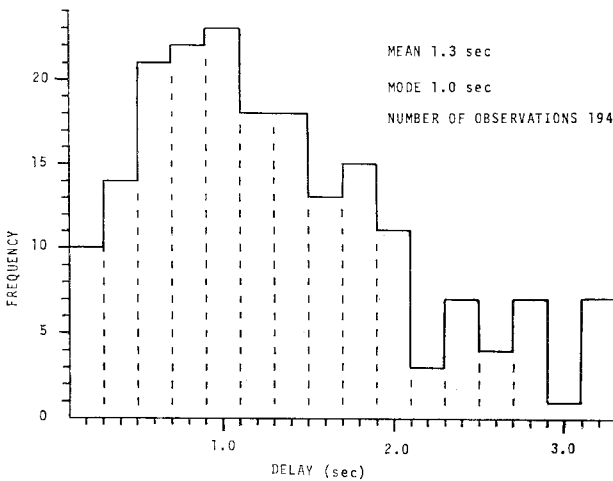


図-9 発進時の反応遅れの頻度分布

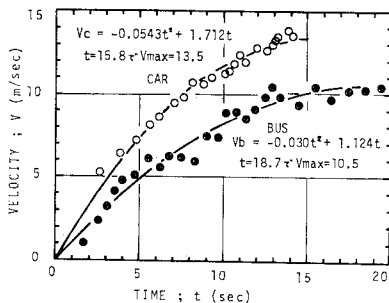


図-10 発進時の速度変化

と原点を通る回帰式を得た。

以上の回帰式をもとに、希望速度にモデル式の上限を一致させるよう修正して、次のモデル式を設定した。

$$\left. \begin{aligned} \text{乗用車 } V_C &= -0.054 t^2 + 1.74 t \quad (0 \leq t \leq 16.0) \\ \text{バス } V_B &= -0.030 t^2 + 1.16 t \quad (0 \leq t \leq 20.0) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (14)$$

ただし、

V_C, V_B : 乗用車, バスの速度 (m/秒)
 t : 発進後の走行時間 (秒)

c) 自由走行モデル

自由走行とは発進走行を終了し、車頭時間が限界車頭時間より大きい場合の走行状態と定義した。そして、速度が希望速度と等しい場合はそのままの速度を維持し、希望速度より小なる場合は次式に示す加速度を有し希望速度に近づくものとした注2)。

$$\text{乗用車 } a_C = 0.6 \{4.2 - (3.6 V/28.5)\} / 3.6 \dots\dots\dots (15)$$

$$\text{バス } a_B = 0.5 a_C \dots\dots\dots (16)$$

d) 追従走行モデル

車頭時間が限界車頭時間以下になると追従走行を行う。この状態をモデル化したのが追従走行モデルである。この場合、次の3ケースを考えた。i) 追従車の速度が被追従車の速度より大きく、追従車の車頭間隔が被追従車の速度に応じた追従車頭間隔より大きい場合、ii) 追従車の速度が被追従車の速度より大きく、追従車の車頭間隔が被追従車の速度に応じた追従車頭間隔より小なる場合、iii) 追従車の速度が被追従車の速度より小さい場合。そして各ケースにつき、次のような定式化した。

- ケース i) について：高田の次式²¹⁾を採用した。

$$v(I) = V(I) - (V(I) - v(I-1)) \{ \ln S(I) - \ln(V(I) T_m) \} / \{ \ln d(I) - \ln(V(I) T_m) \} \dots\dots\dots (17)$$

ただし、

$V(I) T_m \geq S(I) \geq d(I)$
 $V(I)$: 追従車の初期速度 (m/秒)
 $v(I-1)$: 被追従車の初期速度 (m/秒)
 T_m : 追従車の限界車頭時間 (秒)
 $S(I)$: 追従車の車頭間隔 (m)
 $d(I)$: 追従車頭間隔 (m)

- ケース ii), iii) について：車頭間隔に応じた速度を被追従車は有することにした。3. で求めた式 (12) は密度

注 2) 乗用車の場合、高田²¹⁾の1500ccクラスの追越時の速度と加速度の関係式を使った。バスの場合、本節b)での実測結果から発進加速度がほぼ乗用車の1/2であるのでこのようにした。

が乗用車の場合、約 40 台/km、バスで 30 台/km 以上に適用されるものであった。そして、測定対象となった道路の制限速度は、乗用車 50 km/時、バス 40 km/時であった。ここでの実測結果は図-4 に示したように、密度 0 のときの速度つまり希望速度とみなされるものが、乗用車で約 10 km/時、制限速度を超え、バスは制限速度を守っているということを示した。そこで、ここでは制限速度 40 km/時 の道路を対象としているので、希望速度を乗用車 50 km/時 (13.9 m/秒)、バス 40 km/時 (11.1 m/秒) と仮定し、式 (12) が適用される密度領域より小なる領域における $K-V$ 関係式は直線式で示した。ただ、乗用車の場合、 $K \geq 40$ で式 (12) を採用すると、 $K=40$ ですでに希望速度を上回るので、 $K \geq 50$ で用いることにした。

●乗用車の場合

$$K < 50 \text{ 台/km } (S > 20 \text{ m})$$

$$V = 13.9 - 28.8/S \dots\dots (18)$$

$$K \geq 50 \text{ 台/km } (S \leq 20 \text{ m})$$

$$V = 10.0 \ln(S/5.76) \dots\dots (19)$$

●バスの場合

$$K < 30 \text{ 台/km } (S > 33.3 \text{ m})$$

$$V = 11.1 \dots\dots (20)$$

$$K \geq 30 \text{ 台/km } (S \leq 33.3 \text{ m})$$

$$V = 10.0 \ln(S/10.95) \dots\dots (21)$$

ただし、

V : 速度 (m/秒)
 S : 車頭間隔 (m)

e) 停止走行モデル

信号が黄になると、各車について信号区間内での順位とジャム車頭間隔から停止位置が予測され、その位置に停止するに必要となる減速度が計算される。そして最大減速度 (-2.9 m/秒²) より小さければ信号を通過するものとした。減速度は次式で求めた。

$$\beta = -V^2/X \dots\dots (22)$$

ただし、

β : 減速度 (m/秒²)
 V : 減速直前の速度 (m/秒)
 X : 減速開始前の位置と停止位置までの距離 (m)

(2) 結 果

交差点間隔 (L)、信号条件 (周期 TS 、青時間 TB 、青時間比 $r=TB/TS$) の変化による速度と密度との関係の変化をシミュレーション結果から考察した。な

お、密度は乗用車の場合、60, 80, 100, 120, 140 台/km の 5 ケース、バスの場合、40, 50, 60, 70, 80 台/km の 5 ケースを考えた。このとき、図-7 に示すリング長 2000 m の街路モデル上に密度の 2 倍に相当する車両を配置し、同一方向に走行させることにした。そして、それぞれの密度ケースに応じて、信号 1 周期当たりの各車の走行距離の総和を求め、車両数と周期長で除すことによって、1 台当たりの空間平均速度を求めた。

まず、乗用車についてみてみよう。図-11 に $TS=120$ 秒、 $TB=80$ 秒、 $r=2/3$ のケースにおける L の変化による $K-V$ 関係の状況を示したが、各密度ケースにおいて、 L の違いによる速度の差異は大きくなく、ただか 0.8 m/秒であった。また、他の信号条件においても同様であった。次に、 L を固定した場合の信号条件の影響を調べた。図-12 に一例として $L=500$ m の場合を示した。これより r の影響が強いことが判明した。ま

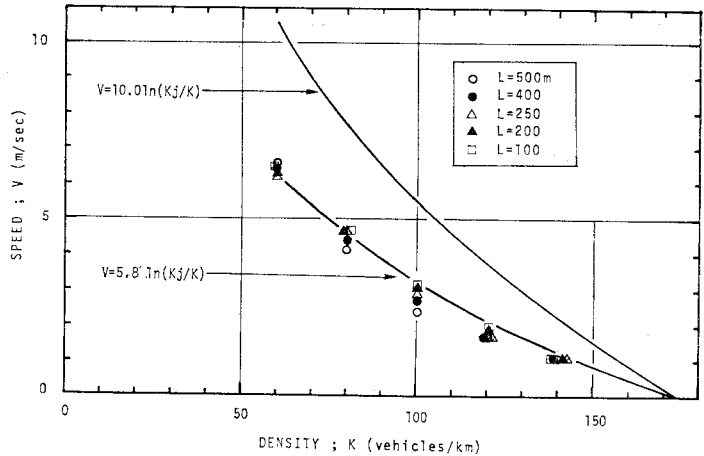


図-11 乗用車の交差点間隔による $K-V$ 関係の変化 (ただし、 $TS=120$, $TB=80$, $r=2/3$ の場合)

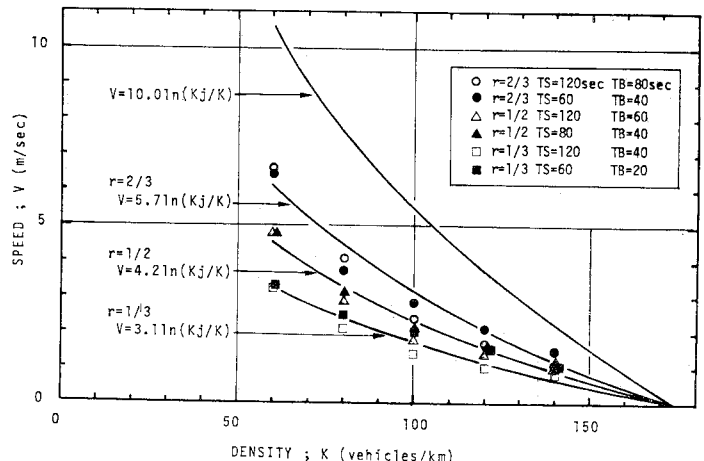


図-12 乗用車の信号条件の変化による $K-V$ 関係の変化 ($L=500$ の場合)

た、他の L のケースについても同様であった。

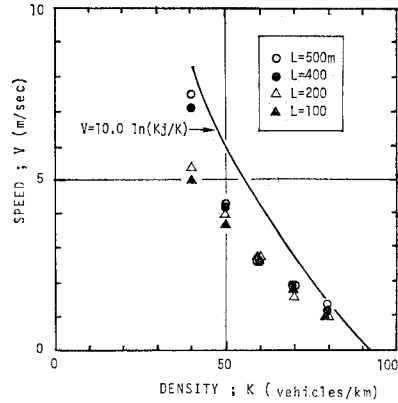
次に、交差点間隔、信号条件の各ケースごとに、シミュレーションによる K, V 値を使い、 $V = a \ln K_j / K$ に回帰させ係数 a を求め、この比較により交差点間隔、信号条件の影響をみることにした。なお、ここでは $K-V$ 式に対数曲線をあてはめたが、これは次の理由による。図一11, 12 から判断して直線式より対数曲線の方が $K-V$ のシミュレーション値によく適合する。また、定常走行時には Greenberg 式がよく適合することが示されたが、できれば街路交通においてもこの式の型(対数式)で表現した方がわかりやすい、といった点である。表一4 に示すように、 L による影響は小さく、 r による影響が強いことが判明した。そこで、 a の要因として r をとり、一次式に回帰させたところ、 $a = 8.4r$ となり、相関係数は 0.985 と高い値を示した。

バスについても同様な分析をしたところ、 L による影響が $K=50$ で顕著に現われた点を除いては、乗用車と同様な傾向を示した(図一13, 14)。そこで、 L, r を説明変数として回帰式を求めたところ、 $a = 0.0043L + 10.4r - 1.0$ となり、重相関係数は 0.992 と高い値を示した。

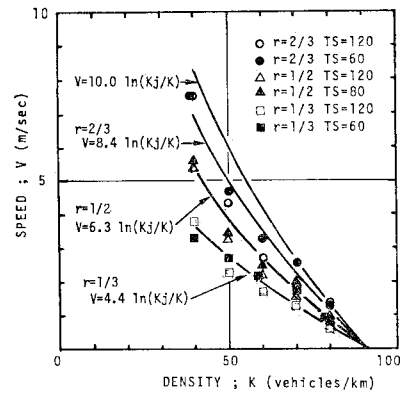
以上の分析結果をまとめると次のようになるとと思われる。

表一4 交差点間隔、信号条件の各ケースにおける a 値

| L (m) | TS (s) | TB (s) | $r = TB/TS$ | a (CAR) | a (BUS) |
|---------|----------|----------|-------------|-----------|-----------|
| 500 | 120 | 80 | 2/3 | 5.59 | 8.11 |
| 500 | 60 | 40 | 2/3 | 5.73 | 8.62 |
| 500 | 120 | 60 | 1/2 | 4.09 | 6.06 |
| 500 | 80 | 40 | 1/2 | 4.29 | 6.44 |
| 500 | 120 | 40 | 1/3 | 2.86 | 4.33 |
| 500 | 60 | 20 | 1/3 | 3.30 | 4.48 |
| 400 | 120 | 80 | 2/3 | 5.67 | 7.76 |
| 400 | 60 | 40 | 2/3 | 5.59 | 7.78 |
| 400 | 120 | 60 | 1/2 | 4.11 | 5.92 |
| 400 | 80 | 40 | 1/2 | 4.21 | 5.83 |
| 400 | 120 | 40 | 1/3 | 2.79 | 3.86 |
| 400 | 60 | 20 | 1/3 | 3.24 | 4.32 |
| 250 | 120 | 80 | 2/3 | 5.73 | — |
| 250 | 60 | 40 | 2/3 | 5.25 | — |
| 250 | 120 | 60 | 1/2 | 4.16 | — |
| 250 | 80 | 40 | 1/2 | 3.95 | — |
| 250 | 120 | 40 | 1/3 | 2.62 | — |
| 250 | 60 | 20 | 1/3 | 2.87 | — |
| 200 | 120 | 80 | 2/3 | 5.86 | 6.57 |
| 200 | 60 | 40 | 2/3 | 5.38 | 6.64 |
| 200 | 120 | 60 | 1/2 | 4.24 | 4.92 |
| 200 | 80 | 40 | 1/2 | 4.06 | 5.01 |
| 200 | 120 | 40 | 1/3 | 2.67 | 3.31 |
| 200 | 60 | 20 | 1/3 | 2.57 | 3.60 |
| 100 | 120 | 80 | 2/3 | 6.00 | 6.22 |
| 100 | 60 | 40 | 2/3 | 5.56 | 6.24 |
| 100 | 120 | 60 | 1/2 | 4.34 | 4.48 |
| 100 | 80 | 40 | 1/2 | 4.22 | 4.73 |
| 100 | 120 | 40 | 1/3 | 2.76 | 3.09 |
| 100 | 60 | 20 | 1/3 | 2.52 | 3.21 |



図一13 バスの交差点間隔による $K-V$ 関係の変化 ($TS=120, TB=80, r=2/3$ の場合)



図一14 バスの信号条件による $K-V$ 関係の変化 ($L=500$ の場合)

る。

i) 仮定したような信号の存在する道路において、 $K-V$ 関係を $V = a \ln(K_j/K)$ で表わしたところ、比較的良好に適合することが示された。

ii) a は乗用車の場合、青時間比 (r) のみ、バスは r と交差点間隔 (L) を説明変数とする次式で示される。

$$\text{乗用車 } a = 8.4r \dots\dots\dots(23)$$

$$\text{バス } a = 0.0043L + 10.4r - 1.0 \dots\dots\dots(24)$$

ただし、適用範囲は $100 \leq L \leq 500$ m, $1/3 \leq r \leq 2/3$ で密度 K は乗用車 $60 \leq K \leq K_j$, バス $40 \leq K \leq K_j$ である。

5. まとめ

拘束走行領域における定常走行状態の混合交通流基本式を、Greenberg 式に混入率を導入し導き検証した。その結果、バス混入率 0, 100% において定性的にも定量的にも基本式の妥当性を示し得た。これらの間の混入率については、実測値に混入率ごとの層別の分離傾向が現

われ、基本式の定性的妥当性を示し得、定量的妥当性を予測するものとなった。

次に、これらの成果を単純な街路交通シミュレーションモデルの一部として組み込み、加えて、発進、自由、追従、停止走行をモデル化し、乗用車、バスを対象に交差点間隔、信号条件による影響を $K-V$ 関係において把握したところ、乗用車においては青時間比、バスにおいては加えて交差点間隔によって強く影響されることが判明した。このとき、 $K-V$ 関係を $V=a \ln(K_j/K)$ で表わし、係数 a と上記要因との関係を調べたところ、線形関係でよく説明し得た。

このように、定常状態での混合交通流、仮定された街路における交通流の $K-V$ 関係は $V=a \ln(K_j/K)$ の形式で統一的に表現され、それぞれの交通流特性の差異の要因である混入率は K_j に、道路、信号条件は a に説明変数として組み込まれ得ることを示した。

今後は現実の街路においてさらに検証を深めるとともに、実用的な一般街路交通流基本式として一般化する必要がある。また、交通量との関係においては適合性が十分でなかった点も考慮する必要がある。

最後にデータ収集、解析に尽力して下さった中平明憲氏（都市科学研究所）、松葉祥典氏（豊中市）、松本恭明氏（関西電力）に謝意を表する次第です。

参 考 文 献

- 1) Greenshields, B.D. : A Study of highway capacity, Highway Res. Board Proc., Vol. 14, 1934.
- 2) Lighthill, M.J. : A theory of traffic flow on long crowded roads, Proc. Roy. Soc., Vol. 229, No. 1178, 1955.
- 3) Richards, P.I. : Shock waves on the highway, Operations Res., Vol. 4, No. 1, 1956.
- 4) Greenberg, H. : An analysis of traffic flow, Jr. Opns. Res. Soc. of America, Vol. 7, No. 1, 1959.
- 5) Chandler, R.E., R. Herman and E.W. Montroll : Traffic Dynamics : Studies in car following, Jr. Opns. Res. Soc. of America, Vol. 6, No. 2, 1958.
- 6) Kometani, E. and T. Sasaki : On the stability of traffic flow, Jr. Opns. Res. Soc. of Japan, Vol. 6, No. 2, 1958.
- 7) Edie, L.C. : Car following and steady-state theory for non-congested traffic, Tunnel Traffic Capacity Study Report VI, Port of Newyork Authority, May, 1960.
- 8) M. ウォール, B.V. マーチン著 (加藤 晃・山根 孟訳) : 計画者と技術者のための交通工学 (下), 鹿島出版会, pp. 8~31, 1973.
- 9) 交通工学研究会編 : 交通工学ハンドブック, 技報堂, pp. 143~171, 1974.
- 10) 高田 弘 : 交通容量, 技術書院, pp. 17~20, 1974.
- 11) Rothery, R., R. Silver and R. Herman : Analysis of experiments on single-lane bus flow, Opns. Res., Vol. 12, No. 6, 1964.
- 12) Herman, R., T. Lam and R. Rothery : Further studies on single-lane bus flow : Transient characteristics, Trans. Sci. Vol. 4, No. 2, 1970.
- 13) Herman, R., T. Lam and R. Rothery : Experiments on bus platoon dynamics, Traf. Eng. + Cont., Vol. 12, No. 12, 1971.
- 14) Hodgkins, E.A. : Effect of buses on freeway capacity, Highway Research Record, 59, 1965.
- 15) Crowley, K.W. : An analysis of car-bus relationships in the Lincoln Tunnel, Traf. Eng., Vol. 33, No. 12, 1963.
- 16) 交通工学会編 : 平面交差の計画と設計, 交通工学研究会, 1977.
- 17) 西川禎一・板倉秀清・宇土顕彦 : バス運行の改善を目的とする街路交通流シミュレーション, 交通工学, Vol. 10, No. 4, 1975.
- 18) 池之上慶一郎・斉藤 威・花堂紘之 : 平面交差点の交通流シミュレーション, 科学警察研究所報告交通編, Vol. 15, No. 1, 1974.
- 19) 池之上慶一郎・斉藤 威・花堂紘之 : 街路交通流のネットワークシミュレーション (第2報), 科学警察研究所報告交通編, Vol. 15, No. 1, 1974.
- 20) 米谷栄二・渡辺新三・毛利正光 : 交通工学, 国民科学社, 1970.
- 21) 高田 弘 : 電子計算機を利用したシミュレーションによる道路交通流の解析, 土木学会論文集, No. 124, 1965.

(1980.6.13・受付)