

道路交通量の変動を考慮した実際車頭時間 分布モデルに関する研究

VEHICULAR TIME HEADWAY DISTRIBUTION MODELS
CONSIDERED THE FLUCTUATION OF TRAFFIC FLOW

樗 木 武*・田 村 洋 一**

By Takeshi CHISHAKI and Youichi TAMURA

1. ま え が き

車頭時間分布はその平均値の逆数が交通量と関係づけられ、また、地点における車の到着分布を表わすことから、交通容量や車群形成、交通容量の問題、道路結節部における交通流の合流、分流問題、交差点処理問題など、さまざまな交通シミュレーションによる交通現象解明上の外生的基本量となる重要なものであり、その精度いかんがこれらシミュレーション結果に直接影響を及ぼすものであることは論をまたないであろう。この意味では車頭時間分布を精度よく推定すること、および多様な交通状況に即応して車頭時間分布の把握ができることが交通シミュレーションに先立って必要不可欠であることはいうまでもない。

ところで、交通シミュレーションによる交通現象解明にあたっては、5分間、15分間、30分間、1時間あるいはそれ以上の長時間にわたる交通など、解析の目的に応じてさまざまな時間が設定される。この多様な時間間隔の交通は、車の流れが変動するところから設定された時間間隔が違えば異なる車頭時間分布をもつことになる。しかしながら、従来の研究における車頭時間分布モデルは、このような交通状態の変動を考慮することなく個々の観測データに対して理論分布を仮定しパラメータを推定することにより求められている^{1)~8)}。これらの分布モデルは簡明であり、データ観測時の交通環境に限ればある程度の精度が得られるところから、交通シミュレーションの内容によっては十分活用でき、それなりに意義をもっている。しかし、より精度をあげ汎用性のある車頭時間分布モデルを得るといふ点で問題がないわけでない。すなわち、時間間隔が同じでその間の交通量が

同じであるとしても、これを小単位の時間間隔に区分しその交通量の変動というとらえ方をすると、交通量はさまざまな分布特性を与えるものであり、この分布特性の違いが当該時間の車頭時間分布に関し異なった確率分布を与えることが容易に推察される。しかるに、車頭時間分布に関する従来の研究はこの点を十分反映し得るに至っていないといえる。一方、このような交通状況をより正確に把握した車頭時間分布を求めるに際し、それぞれの交通状況に応じて逐一求めたのでは膨大なデータと労力とが必要となるばかりでなく、交通シミュレーションをいたずらに複雑にし、必ずしも実用的といえない問題が生じてくる。

上述のような車頭時間分布モデルに関する問題意識から、結局は、小単位時間交通量の分布特性の違いまで含めたより正確な内容が表現でき、かつ、十分汎用性のある車頭時間分布モデルを改めて開発する必要性が強調でき、本研究の意義もここにあるといえる。すなわち、著者らは先に小単位時間として1分間を設定し、この1分間交通を対象に自由車、追従車の構成割合を考慮した新たな車頭時間分布モデルを提案した¹²⁾。この提案モデルはいわば交通流を最も小単位に分割した基本の車頭時間分布モデルであると考えられることができるが、この1分間車頭時間分布モデルを組み合わせるにより多様な交通状況に応じた任意時間(たとえば、30分あるいは1時間などが考えられ、これを以後設定時間という)の車頭時間分布モデルを構築する理論を展開するものである。また得られたモデルを観測データと比較し適合度の検討を行うことによりその有効性を検討するものである。

なお、本研究で具体的な検討のために用いる観測データは、一般国道2号線(小郡バイパス)、190号線(柳ヶ瀬、恩田、後瀧)および202号線(福吉)の5地点で観測した13組のデータであり、いずれも追越禁止区間のものである(表-1参照)。

* 正会員 工博 九州大学教授 工学部土木工学科

** 正会員 工修 山口大学助手 工学部建設工学科

表-1 観測データの概要

| データ番号 | 観測地点 | 観測日時 | 交通流の方向 | 総観測台数 (解析台数) | 大型車* 混入率 (%) | 観測器具・方法 | 備考 |
|-------|------------------|----------------------------|----------------|-----------------|--------------------|--|---|
| 1 | 国道190号線 後 濁 | 1978年11月18日 14:25~15:25 | 小野田→下 関 | 416 (405) | 不 明** | 道路上の2地点で 8mmシネカメラ、 ストップウォッチを 用いて車の到着時刻 を記録 | 小野田側 1700m, 下 関側 700mの地点に交通信号機 |
| 2 | | 1978年11月18日 15:30~17:00 | 下 関→小野田 | 1353 (1350) | | | |
| 3 | | 1978年11月21日 10:20~12:05 | 小野田→下 関 | 1004 (989) | | | |
| 4 | | 1978年11月21日 12:40~13:46 | 小野田→下 関 | 615 (603) | | | |
| 5 | | 1978年11月21日 14:04~16:06 | 下 関→小野田 | 1114 (1102) | | | |
| 6 | 国道190号線 柳 ケ 瀬 | 1977年9月22日 13:55~15:00 | 小 郡→宇 部 | 459 (450) | 5.9 | | 小郡側 700m, 宇部側 1200 mの地点に交通信号機 |
| 7 | | 1977年9月22日 16:52~18:05 | | 1010 (1001) | 2.2 | | |
| 8 | | 1977年10月28日 7:03~ 8:30 | | 1201 (1195) | 2.7 | | |
| 9 | 国道190号線 恩 田 | 1977年10月28日 15:51~16:40 | 松山町→常 盤 公 園 | 517 (501) | 5.2 | | 松山町側 500m, 常盤公園側 300mの地点に交通信号機 |
| 10 | | 1977年11月11日 15:50~17:35 | | 1336 (1334) | 4.5 | | |
| 11 | 国道2号線 小郡バイパス | 1977年9月27日 15:45~16:25 | 防 府→小 郡 | 306 (302) | 23.0 | | 両方向とも近くに交通信号機 なし |
| 12 | | 1977年9月27日 16:37~17:50 | | 718 (712) | 23.0 | | |
| 13 | 国道202号線 福 吉 | 1981年8月9日 15:30~17:45 | 唐 津→福 岡 | 1845 (1537) | 4.2 | 16mmメモモーション カメラで、撮影し たフィルムを解析 | 福岡側 500mの地点に交通 信号機、唐津側には近くに交 通信号機なし |

注) * バス, 大型トラックを大型車として算出

** 車種観測が行われず大型車混入率は不明であるが, 国道190号線の他の地点と同程度であると推察される。

2. 実際車頭時間分布モデルの誘導

(1) モデル構築の基本概念

図-1 に1分間交通量を基本単位とする交通量の変動例としてデータ番号7, 8のケースに対するものを例示する。両者を比較すると図より明らかなように, 平均交通量はほぼ等しいけれども分散などの分布特性が異なり, この意味で同等の交通状態であるとはいえない。そこで, この交通状態の変動を考慮し得る車頭時間分布モデルを構築するために, 交通量の変動を正確に表わし, かつ異常値を生じない適当な単位時間(1分間)を選択する。このとき各単位時間交通量レベル q に対応する車頭時間 t の分布の密度関数を $h_q(t)$ とし, これを基本車頭時間分布とよぶことにする。

一方, 単位時間交通量分布の密度関数を $\phi(q)$ とし, 次式で定義される $\psi(q)$ を重み付交通量分布と定義する。

$$\psi(q) = \frac{q\phi(q)}{\int_0^{\infty} q\phi(q) dq} \dots\dots\dots (1)$$

式形から明らかなように $\psi(q)$ は $\phi(q)$ に交通量 q を重

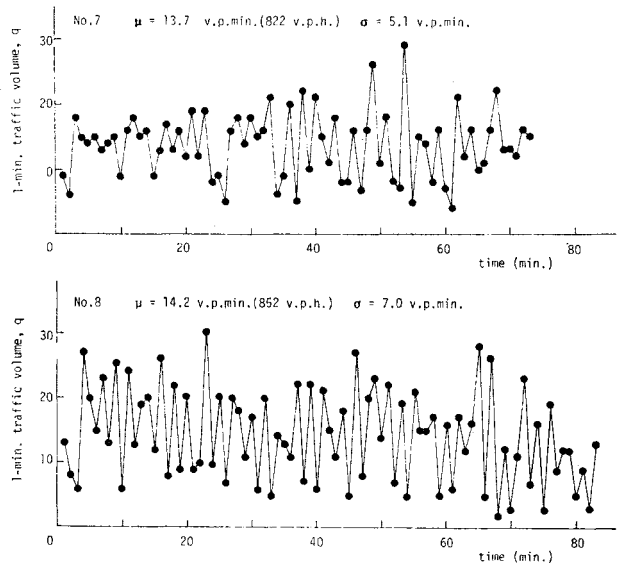


図-1 1分間交通量の変動例

み係数として考慮したものであり, 具体的には交通量レベル q に属する車が全交通流中に占める割合を表わす。

ところで, 実際の設定時間全体におよぶ交通流の車頭時間分布(以下, 実際車頭時間分布という)に対するモデル構築は, 各交通量に対する基本車頭時間分布を各交

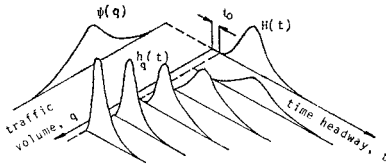


図-2 車頭時間分布モデルの概念

通量の構成割合に応じて結合することにより得られると考えることができ、その概念を示せば図-2のとおりである。すなわち、 $h_q(t)$ 、 $\psi(q)$ により交通量レベル q における車頭時間分布とその全体に占める割合が与えられることから、単位交通量の変動を考慮した実際車頭時間分布の密度関数 $H(t)$ は、 $h_q(t)$ と $\psi(q)$ を乗じて q について積分することにより求められ次のとおりである。

$$H(t) = \int_0^{\infty} \psi(q) h_q(t) dq \dots\dots\dots (2)$$

設定時間の交通流を各単位時間に分割してそれぞれの状態をみると、一般には非渋滞流と渋滞流とに分けられ、両者が混在すると考えることができる。そこで、非渋滞流、渋滞流に関する $h_q(t)$ 、 $\psi(q)$ をそれぞれ $h_{qn}(t)$ 、 $h_{qc}(t)$ ； $\psi_n(q)$ 、 $\psi_c(q)$ とすれば、各1分間交通のうち非渋滞流と判断されるもののみの実際車頭時間分布を $H_n(t)$ とし、渋滞流のみと判断されるものだけを $H_c(t)$ とすると、これらはそれぞれ

$$H_n(t) = \int_0^{\infty} \psi_n(q) h_{qn}(t) dq \dots\dots\dots (3)$$

$$H_c(t) = \int_0^{\infty} \psi_c(q) h_{qc}(t) dq \dots\dots\dots (4)$$

となる。ここで、非渋滞車、渋滞車が全交通流中に占める割合を R_n 、 R_c とすると、設定時間における実際車頭時間分布 $H_m(t)$ が次のように表わされる。

$$H_m(t) = R_n H_n(t) + R_c H_c(t) \dots\dots\dots (5)$$

ここに、 $R_n + R_c = 1$

したがって、1分間交通流に対する基本車頭時間分布、重み付交通量分布および非渋滞車割合または渋滞車割合が知られれば、式(5)により設定時間にわたる交通量変動特性を考慮したより厳密な実際車頭時間分布を求めることができることになる。

(2) 基本車頭時間分布、重み付交通量分布および非渋滞車割合(渋滞車割合)について

基本車頭時間分布モデルは各交通量レベルにおける車頭時間分布を安定して良好に表わすものでなくてはならない。著者らはこれまでの研究¹²⁾により、連行する2台の車の相関関係により自由車率・追従車率の概念を導入し、車頭時間分布を自由車と追従車のそれに分離する方法を提案し、非渋滞流は自由車と追従車により、渋滞流は追従車のみにより構成されることを示し、1分間交通

量によりクラス分けされた均質な交通状態における車頭時間分布を表現するモデルを導いた。得られたモデルは各交通量レベルにおける車頭時間分布を良好に表現し、交通状態の変動を精密にとらえ、かつ、異常値を生じないという条件を十分に満足するものであり、したがって基本車頭時間分布モデルとして用いることに問題はないと考えられここに採用する。すなわち、非渋滞流、渋滞流の基本車頭時間分布モデルとして次の2式で示すモデルを用いることにする。

$$h_{qn}(t) = P_f h_f(t) + P_g h_g(t) \dots\dots\dots (6)$$

$$h_{qc}(t) = h_c(t) \dots\dots\dots (7)$$

ここに、 $h_f(t)$ 、 $h_g(t)$ 、 $h_c(t)$ は非渋滞流における自由車、追従車および渋滞流における追従車の基本車頭時間分布の密度関数であり、 P_f 、 P_g は非渋滞流において自由車、追従車が全交通流中に占める割合である。また、 $h_f(t)$ 、 $h_g(t)$ 、 $h_c(t)$ の理論分布はいずれも対数正規分布

$$h_f(t) = \frac{1}{\sqrt{2\pi} \zeta_f (t-t_0)} \cdot \exp\left\{-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln(t-t_0) - \xi_f}{\zeta_f}\right)^2\right\} \dots\dots (8)$$

を用いる場合に最も良好な結果が得られることが判明している¹²⁾。ここで、 $h_g(t)$ 、 $h_c(t)$ は式(8)で ξ_f 、 ζ_f をそれぞれ ξ_g 、 ζ_g および ξ_c 、 ζ_c に置換したものであり、 t_0 は最小車頭時間である。これら式に含まれるパラメーター等は1分間交通量 q に関係づけることができるが、その詳細は2車線追越禁止区間の交通流を対象に文献12)で検討を行ったところであり、結果のみを以下に示す。すなわち、非渋滞流自由車の車頭時間分布の平均 T_f 、分散 V_f と1分間交通量 q との関係は次式で定式化され

$$T_f = a_f q^{b_f} \text{ (s)} \dots\dots\dots (9)$$

$$V_f = c_f q^{d_f} \text{ (s}^2\text{)} \dots\dots\dots (10)$$

分布のパラメーターは次式により求められる。

$$\xi_f = \ln(T_f - t_0) - \frac{1}{2} \ln\left\{\frac{V_f}{(T_f - t_0)^2} + 1\right\} \dots\dots (11)$$

$$\zeta_f = \sqrt{\ln\left\{\frac{V_f}{(T_f - t_0)^2} + 1\right\}} \dots\dots\dots (12)$$

ここで、非渋滞流、渋滞流の追従車の車頭時間分布に関しては、それらの平均、分散 T_g 、 V_g および T_c 、 V_c は式(9)、(10)において、 a_f 、 b_f 、 c_f 、 d_f をそれぞれ a_g 、 b_g 、 c_g 、 d_g および a_c 、 b_c 、 c_c 、 d_c に置換したものであり

表-2 帰式(9)、(10)の帰定数

| | 非 渋 滞 流 | | 渋 滞 流 | | |
|-------|---------|-------|---------|-------|---------|
| | 自 由 車 | 追 従 車 | 追 従 車 | | |
| a_f | 66.314 | a_g | 3.0887 | a_c | 60 |
| b_f | -0.7460 | b_g | -0.1336 | b_c | -1.0 |
| c_f | 2133.4 | c_g | 5.3727 | c_c | 1928.8 |
| d_f | -1.1558 | d_g | -0.5614 | d_c | -2.4746 |

これらの定数値を表-2に示す。また、パラメーター ξ_θ, ζ_θ および ξ_c, ζ_c は式(11), (12)で T_f, V_f をそれぞれ T_θ, V_θ および T_c, V_c で置換したものである。
 P_f, P_θ は T_f, T_θ を用いて次式で与えられる。

$$P_f = \frac{T - T_\theta}{T_f - T_\theta} \dots\dots\dots(13)$$

$$P_\theta = \frac{T_f - T}{T_f - T_\theta} \dots\dots\dots(14)$$

ここに、 $T=60/q$ (s)

以上の結果を用いれば基本車頭時間分布は交通量を与えるのみで計算可能となる。これらの関係式より計算されたパラメーターと観測値との比較を図-7, 8に示す。

次に交通量分布および重み付交通量分布について考えよう。1分間交通量時系列データから求められた交通量累積分布の正規確率紙へのプロット例を図-3に示す。図中直線はデータの平均、分散を用いて当てはめられた正規分布であり、データは図-1に示したものに該当する。図より明らかに交通量分布は正規分布で表現し得ることがわかる(分布の適合性はK-S検定の結果20%の水準で有意)。そこで交通量分布として次式を仮定する。

$$\phi(q) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} \exp\left\{-\frac{1}{2}\left(\frac{q-\mu}{\sigma}\right)^2\right\} \dots\dots\dots(15)$$

ここに、 μ, σ^2 : 1分間交通量分布の平均および分散

式(15)を式(1)に代入し計算整理すると重み付交通量分布 $\psi(q)$ が次式で表わされる。

$$\psi(q) = \frac{q}{\sqrt{2\pi}\mu\sigma} \exp\left\{-\frac{1}{2}\left(\frac{q-\mu}{\sigma}\right)^2\right\} \dots\dots\dots(16)$$

したがって交通量分布が知られば、式(16)より重み付交通量分布の平均 μ_w と分散 σ_w^2 が計算でき、それぞれ次のとおりである。

$$\mu_w = \frac{\sigma^2}{\mu} + \mu \dots\dots\dots(17)$$

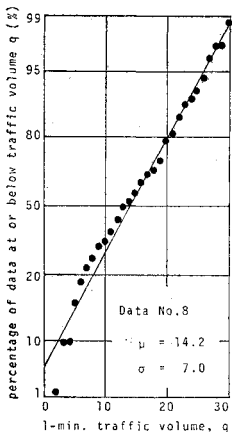


図-3 交通量の累積分布例

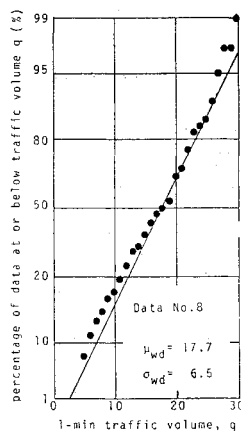


図-4 重み付交通量分布の累積分布例

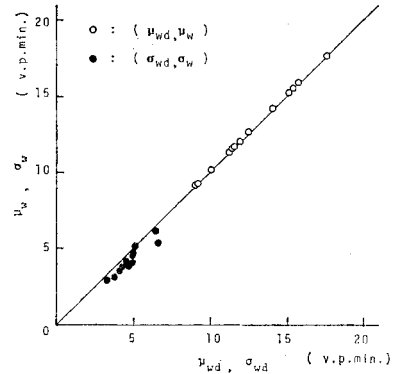


図-5 μ_w, σ_w と μ_{wd}, σ_{wd} との関係

$$\sigma_w^2 = \sigma^2 \left(1 - \frac{\sigma^2}{\mu^2}\right) \dots\dots\dots(18)$$

ここで、図-3のデータに対応する重み付交通量分布を正規確率紙にプロットすれば図-4のとおりであり、図中直線はデータより計算された重み付交通量分布の平均 μ_{wd} と分散 σ_{wd}^2 を用いて当てはめられた正規分布である。検定するまでもなく図より重み付交通量分布がまた正規分布により表わし得ることをみてとることができる。また、図-5に交通量分布の平均と分散に基づいて式(17), (18)より計算された μ_w, σ_w とデータから直接計算された μ_{wd} と σ_{wd} との比較を示す。図より理論式は分散をやや過小に推定する傾向はあるが、平均値を非常によく推定していることがわかる。以上のことから、解析的取扱および交通量分布との関係付けの観点から、 $\psi(q)$ が式(17), (18)で求められる μ_w, σ_w をパラメーターとする正規分布で近似的に表わし得ると仮定できるといえ、このとき

$$\psi(q) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_w} \exp\left\{-\frac{1}{2}\left(\frac{q-\mu_w}{\sigma_w}\right)^2\right\} \dots\dots\dots(19)$$

となる。なお以下の議論においては、本式を重み付交通量分布として採用するものであり、非渋滞流、渋滞流に対する重み付交通量分布をそれぞれ $\psi_n(q), \psi_c(q)$ で表わすことにする。

最後に非渋滞車割合および渋滞車割合の定式化について考える。単位時間交通流に対する平均車頭時間と平均速度 λ を知るとき、その平均車頭時間に対応する非渋滞流、渋滞流の平均速度 λ_n, λ_c と λ との間に次の関係があると仮定する。

$$\lambda = r_n \lambda_n + r_c \lambda_c \dots\dots\dots(20)$$

ここに、 r_n, r_c は単位時間交通流中に占める非渋滞車、渋滞車の割合であり、 $r_n + r_c = 1$ である。式(20)から r_n, r_c がそれぞれ次式で表わされる。

$$r_n = \frac{\lambda - \lambda_c}{\lambda_n - \lambda_c} \dots\dots\dots(21)$$

$$r_c = \frac{\lambda_n - \lambda}{\lambda_n - \lambda_c} \dots\dots\dots(22)$$

対象となる交通流データを単位時間ごとに区切り、 i 番目の時間区間における到着台数（単位時間交通量）を q_i とし式 (21), (22) より計算される r_n, r_c をそれぞれ r_{ni}, r_{ci} とすれば、到着台数 q_i 中に占める非渋滞車、渋滞車の台数は $r_{ni}q_i, r_{ci}q_i$ と表わされ、これより交通量分布は非渋滞車に対するものと渋滞車に対するものとに分離される。したがって、全交通流中に占める非渋滞車の割合 R_n と渋滞車の割合 R_c が次式で求められる。

$$R_n = \frac{\sum_{i=1}^l r_{ni}q_i}{\sum_{i=1}^l q_i} \dots\dots\dots (23)$$

$$R_c = \frac{\sum_{i=1}^l r_{ci}q_i}{\sum_{i=1}^l q_i} \dots\dots\dots (24)$$

ここに、 l は時間区間数、 $\sum_{i=1}^l q_i$ は総到着台数（総観測台数）であり、 $R_n + R_c = 1$ である。

実際に以上の計算を行うにあたっては、単位時間における平均車頭時間と λ は観測データより求められるので、これに対応する λ_n, λ_c をあらかじめ知っておくことが必要である。このためには単位時間交通を非渋滞流と渋滞流とに分離し、それぞれの平均速度と車頭時間との関係を求めなくてはならない。ある単位時間交通が非渋滞流であるか渋滞流であるかを判別する方法については、最近、越、岩崎らにより提案された方法^{9), 10)}もあるが、本研究ではさほど厳密な判別は必要でなく、単に λ_n, λ_c の定式化のための一応の目安として観測データを判別すればよい。この意味でこれまでの研究¹¹⁾を参照しながら速度 35 km/h を境界値として、それ以上の速度をもつ車を非渋滞車、それ以下の速度の車を渋滞車と分離しても問題はないといえ、その結果から非渋滞流、渋滞流の平均速度 λ_n, λ_c と単位時間における平均車頭時間 \bar{t} との関係を表わすものとする。すなわち、この考え方により観測データを分析すれば、 λ_n, λ_c に関し次の回帰式が得られる（図-6 参照）。

$$\lambda_n = 48.9 + 2.5 \ln(\bar{t} - t_0) \text{ (km/h)} \dots\dots\dots (25)$$

$$\lambda_c = 25.6 - 8.1 \ln(\bar{t} - t_0) \text{ (km/h)} \dots\dots\dots (26)$$

平均車頭時間 \bar{t} は単位時間交通量の逆数としてただちに計算されるので、式 (25), (26) より λ_n, λ_c が求ま

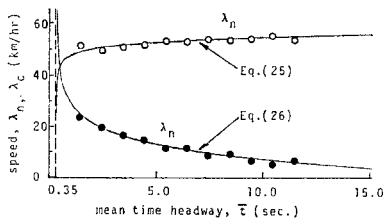


図-6 λ_n, λ_c と車頭時間との関係

る。また平均速度 λ が計算され、これらの値を式 (21), (22) にそれぞれ代入することにより r_n, r_c が求められ、したがって式 (23), (24) より R_n, R_c が求められる。なお回帰式 (25), (26) は車頭時間が最小車頭時間に近づくとき $\pm \infty$ に発散しこの点不合理であるが、このような車頭時間の発生頻度はきわめて小さく実用上は何ら問題がない。

(3) 実際車頭時間分布モデル

a) モデル I

基本車頭時間分布モデル、重み付交通量分布、非渋滞車割合、渋滞車割合が求められたので式 (5) に式 (3), (4), (6) および (7) を代入すると

$$H_m(t) = R_n \int_0^\infty \phi_n(q) \{P_f h_f(t) + P_g h_g(t)\} dq + R_c \int_0^\infty \phi_c(q) h_c(t) dq \dots\dots\dots (27)$$

が得られ、これに式 (8), (13), (14) および (16) を適用すれば、交通量変動と非渋滞流と渋滞流の混在を考慮した実際車頭時間分布を求めることができる。本モデルは本研究で提案するものうち最も厳密なものであるが、モデル式 (27) に含まれる積分はこれ以上簡単にすることはできず、数値積分によらなくてはならない。このことからすれば式 (27) 中の重み付交通量分布に対して必ずしも式 (16) を仮定する必要はなく、そこで最も現実に近い重み付交通量分布を表わすという意味から $\phi_n(q), \phi_c(q)$ に対してデータの重み付交通量分布を生のままを用いることとし、これをモデル I とよぶことにする。

b) モデル II

モデル I は基本車頭時間分布モデルの各パラメーターと交通量との関係について次のような仮定をおき、かつ、重み付交通量分布として正規分布を仮定することにより簡略化が可能である。すなわち、 ξ_f, ξ_g, ξ_c と単位時間交通量 q との関係として式 (28) の直線関係を仮定し、 $\zeta_f, \zeta_g, \zeta_c$ はいずれも交通量に関して変化せず一定であるとし、式 (29) を仮定する。

$$\xi_f = \alpha_f q + \beta_f \dots\dots\dots (28)$$

$$\zeta_f = \text{const.} \dots\dots\dots (29)$$

ここで、式 (28) において α_f, β_f は定数であり、 ξ_g, ξ_c は α_f, β_f をそれぞれ α_g, β_g および α_c, β_c に置換したものである。 $\zeta_f, \zeta_g, \zeta_c$ はいずれも異なった定数である。また、 P_f, P_g と交通量との関係はそれぞれ次式に示す指数曲線により表わされるものと仮定する。

$$P_f = A \exp(-Bq) \dots\dots\dots (30)$$

$$P_g = 1 - A \exp(-Bq) \dots\dots\dots (31)$$

ここで A, B は定数である。式 (28), (29), (30) および (31) の各定数値を表-3 に示す。これらの仮定に基

表-3 回帰式 (28), (29), (30), (31) の回帰定数

| 非 渋 滞 流 | | | | 渋 滞 流 | |
|------------|------------|-----------|---------|------------|----------------------|
| 自 由 車 | | 追 従 車 | | 追 従 車 | |
| ξ_f | α_f | -0.074 96 | ξ_g | α_g | -0.010 33 |
| | β_f | 2.877 0 | | β_g | 0.582 7 |
| ζ_f | 0.891 7 | ζ_g | 0.569 1 | ξ_c | α_c -0.069 47 |
| | | | | | β_c 2.266 4 |
| P_f, P_g | A | 0.685 0 | | ζ_c | 0.401 2 |
| | B | 0.060 50 | | | |

づいて計算されたパラメーターを 図-7, 8 に示し観測結果と比較する。図より極端に小さい、あるいは大きい交通量領域を除いて実際上問題となる交通量範囲においてこれらの近似が十分良好な結果を与えていることがみてとれる。

そこで、式 (6), (7) および (8) より求められる基本車頭時間分布に上述の仮定を適用し、式 (19) で求められる重み付交通量分布とともに式 (3), (4) に代入すれば式中に含まれる積分を計算することが可能となり、これを演算、整理すると $H_n(t)$, $H_c(t)$ としてそれぞれ次式が得られる。

$$\begin{aligned}
 H_n(t) = & \frac{A \exp\{-\frac{1}{2} B(2\mu_{wn} - \sigma_{wn}^2 B)\}}{\sqrt{2\pi} \sqrt{\zeta_f^2 + \alpha_f^2 \sigma_{wn}^2} (t-t_0)} \\
 & \cdot \exp\left\{-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln(t-t_0) - \{B_f + \alpha_f(\mu_{wn} - \sigma_{wn}^2 B)\}}{\sqrt{\zeta_f^2 + \alpha_f^2 \sigma_{wn}^2}}\right)^2\right\} \\
 & + \frac{1}{\sqrt{2\pi} \sqrt{\zeta_g^2 + \alpha_g^2 \sigma_{wn}^2} (t-t_0)} \\
 & \cdot \exp\left\{-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln(t-t_0) - \{\beta_g + \alpha_g \mu_{wn}\}}{\sqrt{\zeta_g^2 + \alpha_g^2 \sigma_{wn}^2}}\right)^2\right\} \\
 & - \frac{A \exp\{-\frac{1}{2} B(2\mu_{wn} - \sigma_{wn}^2 B)\}}{\sqrt{2\pi} \sqrt{\zeta_g^2 + \alpha_g^2 \sigma_{wn}^2} (t-t_0)} \\
 & \cdot \exp\left\{-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln(t-t_0) - \{\beta_g + \alpha_g(\mu_{wn} - \sigma_{wn}^2 B)\}}{\sqrt{\zeta_g^2 + \alpha_g^2 \sigma_{wn}^2}}\right)^2\right\} \\
 & \dots\dots\dots (32)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 H_c(t) = & \frac{1}{\sqrt{2\pi} \sqrt{\zeta_c^2 + \alpha_c^2 \sigma_{wc}^2} (t-t_0)} \\
 & \cdot \exp\left\{-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln(t-t_0) - (\beta_c + \alpha_c \mu_{wc})}{\sqrt{\zeta_c^2 + \alpha_c^2 \sigma_{wc}^2}}\right)^2\right\} \\
 & \dots\dots\dots (33)
 \end{aligned}$$

ここに、 μ_{wn} , σ_{wn}^2 および μ_{wc} , σ_{wc}^2 はそれぞれ交通量分布の平均、分散を用いて式 (17), (18) より計算される非渋滞流、渋滞流の重み付交通量分布の平均と分散である。

式 (32), (33) を式 (5) に代入して得られる車頭時間分布モデルをモデル II とする。

c) モデル III

モデル II で用いられた重み付交通量分布の平均、分散は交通量分布の平均と分散を用いて式 (17), (18) から計算されるものであるが、重み付交通量分布として正規

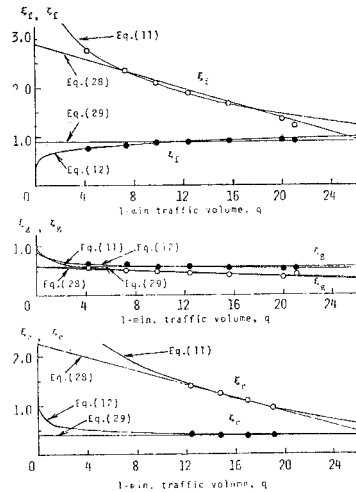


図-7 基本車頭時間分布モデルのパラメーターと交通量との関係

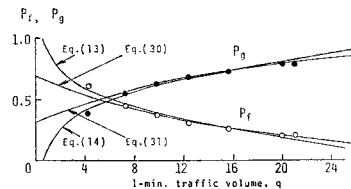


図-8 P_f, P_g と交通量との関係

表-4 実際車頭時間分布モデルの要約

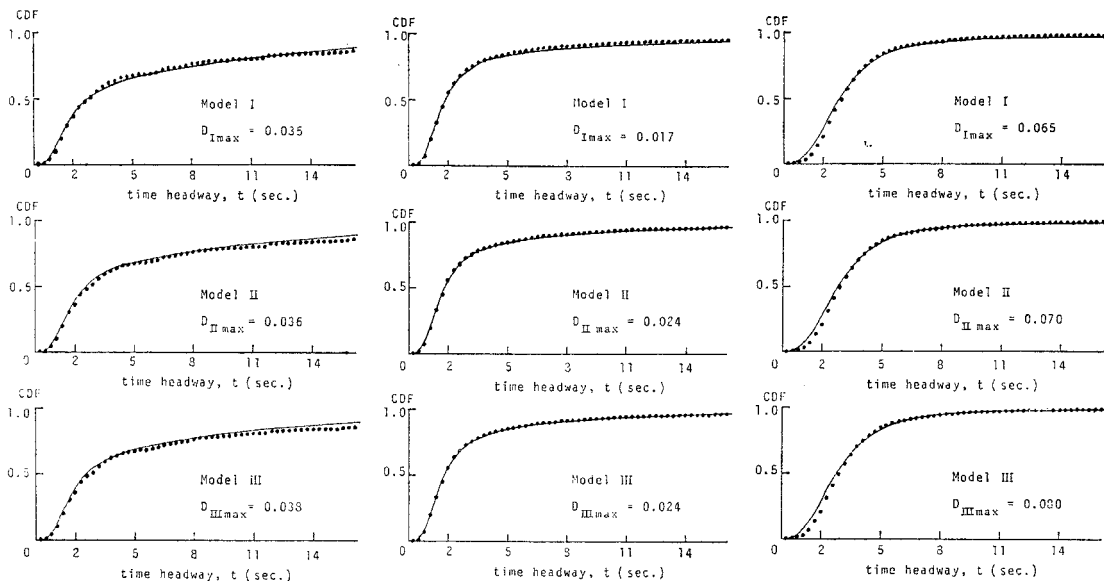
| | |
|---------|--|
| モデル I | 基本車頭時間分布モデルおよび交通量の変動を最も忠実に反映するものであり、モデル中に積分項を含む。 |
| モデル II | 基本車頭時間分布モデルのパラメーターと交通量との関係を近似式で表わすとともに、重み付交通量分布として、その平均、分散が交通量分布の平均、分散で推定される正規分布を用いることにより、モデル I を単純化したモデル。 |
| モデル III | モデル II において、重み付交通量分布の平均、分散としてデータから計算された値を直接用いたもの。 |

分布を仮定するならばデータから計算される平均、分散を直接用いたとしても式 (32), (33) はそのまま成立する。そこで、式 (32), (33) 中の μ_{wn} , σ_{wn}^2 および μ_{wc} , σ_{wc}^2 をデータより直接計算される平均、分散 μ_{wnd} , σ_{wnd}^2 および μ_{wcd} , σ_{wcd}^2 で置換したものをモデル III とする。

以上3つの実際車頭時間分布モデルが誘導、提案できるが、これら各モデルの特徴を要約すれば表-4 のとおりである。

3. 実際車頭時間分布モデルの観測データによる検証

表-1 に示す観測データ 13 ケースそれぞれに対して前章に誘導した実際車頭時間分布の3モデルを適用しモ



(a) Data No.1, $q = 7.9$ v.p.min. (476 v.p.h.), $R_c = 0.094$, (b) Data No.3, $q = 14.2$ v.p.min. (854 v.p.h.), $R_c = 0.0$, (c) Data No.13, $q = 13.9$ v.p.min. (833 v.p.h.), $R_c = 0.669$

図-9 車頭時間の累積分布における各モデルと観測値との比較例

デルの妥当性について吟味する。

表-5 は各モデルについて K-S 検定により適合度を検討したものであり、代表的なケースに関する各モデルの累積分布における理論値と観測値をプロットしたのが 図-9 である。また、累積分布における理論値と観測値の差の変化および頻度分布の理論値との比較の一例として、図-9 (b) のモデル II に対するものをそれぞれ 図-10, 11 に例示する。図-9 の諸グラフのうち図 (a) は比較的交通量が小さく、ごくわずかに渋滞車が存在すると推察されるものである。図 (b) は比較的大きい交通量に対するものであり、渋滞車は存在しない。図 (c) は交通容量を超え渋滞車が大きな割合を占めるような交通流に対するものである。

図-9 を一見したのみでは各モデルの優劣は判断しがたい。そこで各モデル間の適合度を比較するため、それぞれのモデルの累積分布における理論値と観測値の最大差をプロットしたものが 図-12 である。図中横軸はモデル I の場合の理論値と観測値との最大差 ($D_{I,max}$ で表わす) であり、縦軸はモデル II またはモデル III の場合の理論値と観測値の最大差 (それぞれ $D_{II,max}$, $D_{III,max}$ で表わす) であり、各

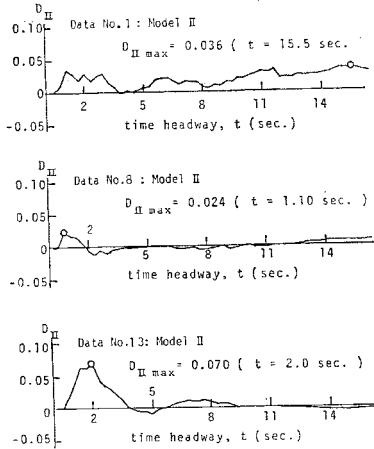
表-5 実際車頭時間分布モデルの K-S 適合度検定結果

| データ番号 | データ数 (台) | 交通量 (台/時) | 渋滞率* (混入率 (%)) | モデル I | | モデル II | | モデル III | |
|-------|----------|-----------|----------------|---------------------|----|----------------------|----|-----------------------|----|
| | | | | 最大差 ($D_{I,max}$) | 判定 | 最大差 ($D_{II,max}$) | 判定 | 最大差 ($D_{III,max}$) | 判定 |
| 1 | 405 | 476 | 0.4 (0.9) | 0.035 | ○ | 0.036 | ○ | 0.038 | ○ |
| 2 | 1350 | 819 | 0.1 (0.2) | 0.036 | ○ | 0.034 | ○ | 0.034 | ○ |
| 3 | 989 | 549 | 6.3 (6.1) | 0.046 | ○ | 0.032 | ○ | 0.032 | ○ |
| 4 | 603 | 565 | 1.0 (0.5) | 0.049 | ○ | 0.040 | ○ | 0.044 | ○ |
| 5 | 1102 | 542 | 0.0 (0.0) | 0.023 | ○ | 0.039 | ○ | 0.046 | ○ |
| 6 | 450 | 435 | 0.2 (0.0) | 0.059 | ○ | 0.090 | × | 0.094 | × |
| 7 | 1001 | 822 | 0.6 (0.9) | 0.041 | ○ | 0.042 | ○ | 0.044 | ○ |
| 8 | 1195 | 852 | 0.0 (0.0) | 0.017 | ○ | 0.024 | ○ | 0.024 | ○ |
| 9 | 501 | 624 | 2.6 (1.8) | 0.071 | ○ | 0.072 | ○ | 0.072 | ○ |
| 10 | 1334 | 737 | 11.9 (8.6) | 0.082 | × | 0.086 | × | 0.086 | × |
| 11 | 302 | 453 | 0.0 (0.0) | 0.034 | ○ | 0.042 | ○ | 0.046 | ○ |
| 12 | 712 | 588 | 1.5 (1.5) | 0.093 | × | 0.086 | × | 0.085 | × |
| 13 | 1537 | 833 | 66.9 (69.8) | 0.065 | × | 0.070 | × | 0.080 | × |

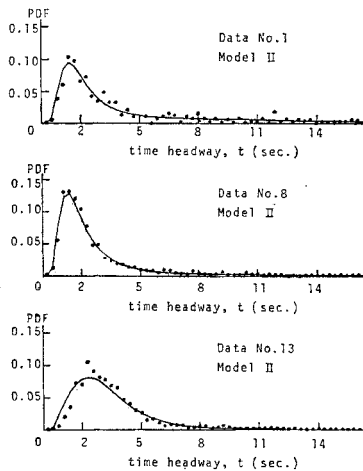
注) * () 内の数値は速度 35 km/h 基準により区別したときの渋滞率混入率を示す。

ケースごとにデータ番号を付してプロットされている。したがって、図中の傾き 1 の直線に対しその上側にある

ケースはモデル I の方が適合度がよいと判断でき、下側にある場合にはモデル II, III の方がモデル I より適合度がよいと判断できる。またモデル II, III に関しては、2



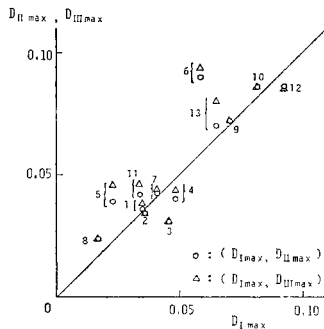
図一〇 車頭時間の累積分布におけるモデル II と観測値の差の変化例



図一一 車頭時間の頻度分布におけるモデル II と観測値との比較例

組のプロットのうち下側に位置するものの方が適合度がよいと判断できる。本図よりモデル I の方がデータによく適合するケースが多く、モデル II, III がよく適合するケースを上回り、また、モデル II がモデル III よりよく適合するケースが多い。

これらの結果のうち、K-S 検定では 1% の有意水準で考えた場合 13 組のデータ中モデル I が 10 組、モデル II, III が 9 組受け入れられ、モデル I で 3 組、モデル II, III で 4 組が棄却される。このようにモデルはあては



図一二 各モデルの適合度比較

められたすべてのケースに対して採択されたわけではないが、モデルが適合と判定されるケースが大多数であること、また棄却されたケースについてもモデルと観測値との差はそれほど大きくないことを考慮すれば、本研究で提案されるモデルはいずれも十分有効で実用に供し得るものと判断される。

なお、K-S 検定ですべてのモデルについて棄却されたケースが生じた地点について、特に他の地点との道路条件、交通条件などの相違を検討すれば、ケース 9, 10 の地点は市街地に近く、上流約 500 m の地点に市街地信号交差点がありその信号制御の影響を受けている点が指摘でき、またケース 11, 12 については大型車混入率が約 23% あり、他のケースが 5% 前後であるのに比較して高い点が指摘できる。ケース 13 については、16 mm メモーションカメラの撮映間隔が計測区間長に対して長すぎたため高速車 564 台中 308 台 (約 55%) に対する速度および車頭時間データの欠測が生じたことにより、非渋滞車に対する車頭時間に欠落が生じたことが影響していることが指摘できる。これらのことを考えれば、信号交差点およびその近傍における車頭時間分布や大型車混入率の著しく異なる車頭時間分布については、それらの影響を評価した実際車頭時間分布の構築が望まれ今後の課題である。

4. 結 語

1 分間交通流を分析することにより得られている基本車頭時間分布モデルと重み付交通量分布および非渋滞車割合、渋滞車割合の概念を導入することにより、交通状態が変動する任意の設定時間交通に対する実際車頭時間分布モデルとして 3 タイプのモデルを誘導、提案した。これらのモデルはさまざまな小単位時間交通量の分布特性で与えられる交通状態について、その内部構造の違いを評価した車頭時間分布を得ることができる特色を有している。したがって、より実情に即した交通シミュレーションの実行に役立てることはいうまでもない。

提案モデルに関し、一般国道郊外部 2 車線追越禁止区間の交通流観測データに基づいてその適合性を検討したが、細かくはモデル I に対してモデル II, III の適用性がやや劣るといった差はあるものの、いずれのモデルも観測値を良好に再現し得るものであることが確認できた。したがって、本研究で提案する 3 モデルはいずれを実用に供してもよいといえるが、取扱いが簡単であり、かつ、交通量分布と直接関係付けられるという意味ではモデル II が推奨できる。

モデルの適合度の悪い観測データの考察から、信号交差点における信号制御および大型車混入の増加が実際車

頭時間分布に大きな影響をもつと推察されるが本研究ではこの点を厳密に評価しモデルに組み込むに至っていない。また提案モデルは交通量を基本的な説明変数とするものであり、その分布特性についてさらに詳細な検討が必要であると考えられる。さらに、追越が許される2車線道路や多車線道路、高速道路などへの本研究の応用も興味のあるところであり、これらに関し今後の研究をまつものである。

本研究の遂行にあたり交通観測およびデータ解析上、秀島哲雄氏（当時九州大学学生、現日本道路公団）に、またモデルの計算において、浅海松弘氏（当時山口大学学生、現戸田建設）に多大のご援助をいただいた。記して謝意を表する次第である。

参 考 文 献

- 1) Buckley, D.J. : Road traffic headway distributions, Proc. Austral. Road Res. Bd., Vol. 1, pp. 153~187, 1962.
- 2) 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, 土木学会論文報告集, No. 124, pp. 28~40, 1965.
- 3) Greenberg, I. : The log-normal distribution of headways, Austral. Road Res., Vol. 2, pp. 14~18, 1966.
- 4) Buckley, D.J. : A semi-poisson model of traffic flow, Transpn. Sci., Vol. 3, pp. 107~133, 1968.
- 5) Tolle, J.E. : The lognormal headway distribution model, Traffic Engineering and Control, Vol. 13, pp. 22~24, 1971.
- 6) Katakura, M. : Time headway distribution of traffic flow, Proc. of JSCE, No. 189, pp. 107~115, 1971.
- 7) Tolle, J.E. : Vehicular headway distribution : testing and results, Transpn. Res. Rec., No. 456, pp. 56~64, 1976.
- 8) Wasielewski, P. : Car-following headways on freeways interpreted by semi-poisson headway distribution model, Transpn. Sci., Vol. 13, pp. 36~55, 1979.
- 9) 越 正毅・岩崎征人・大蔵 泉・西宮良一 : 渋滞時の交通現象に関する研究, 土木学会論文報告集, No. 306, pp. 59~70, 1981.
- 10) 岩崎征人・越 正毅・大蔵 泉 : 高速道路における渋滞検出精度の改善に関する研究, 土木学会論文報告集, No. 330, pp. 121~127, 1983.
- 11) 田村洋一・樗木 武 : 渋滞・非渋滞時の交通現象について, 第34回土木学会中四支部年講一般講演概要, pp. 248~249, 1982.
- 12) 田村洋一・樗木 武 : 自由車・追従車構成に着目した車頭時間分布モデルに関する研究, 土木学会論文報告集, No. 336, pp. 159~168, 1983-8.

(1983.5.6・受付)