

## IV-247 信号待ち行列における運転者の追従挙動特性について

大阪大学大学院 学生員 藤原 隆

大阪大学工学部 正 員 山田 稔

## 1. はじめに

従来、信号交差点の交通容量は幅員、勾配などの物理的要因や車種別の構成比などに基づいて決まる値が使われており、信号交差点及びその制御の設計に用いるため、これら要因の影響が明らかにされてきた。しかし、現実にはたとえ絶えまない到着交通があっても青信号時における停止線における交通流率が一定であるとは考えにくい。この変動は待ち行列理論を用いて待ち行列長や遅れ時間の期待値を求める際に、あるいはその応用として待ち行列長が制約条件となる場合や遅れ時間最小を目的関数とするような信号制御を行なう際には無視できない要素となってくる。

本研究においては、この変動の要因のひとつとして運転者の発進時の追従挙動特性を取り上げ、幅員等の物理的環境要因以外にどのような要因が追従挙動に影響を及ぼすのかを、交通流率に関連が深いと考えられる車間時間を用いて明らかにすることを目的とした。

## 2. 過飽和交差点における停止線での交通流率の実態

まず停止線における交通流率の変動状況を調べるため、大阪府内の主要幹線道路から過飽和状態になる信号交差点を選び、2交差点の計3車線で調査を行なった。いずれ也多車線流入の交差点であり、対象とした車線は、1車線は左折混入、他の2車線は直進専用車線で、ともに右折車の影響の無いものを選んだ。また、流入部は過飽和状態でありかつ流出側は自由な流れが確保されている時間帯を対象とした。そして停止線を通過する車両を歩道橋に設置したビデオカメラにより撮影し、それに基づき車頭時間を求めた。

図-1は各サイクルごとの停止線通過台数を青1時間当り交通流率になおしたものの時系列変動の一例を示したものである。図より1600~2200pcu/青1時間の範囲で変動しており、ほぼ2~3サイクルを周期として増減を繰り返す傾向がみられる。なおこのデータは、平均1903.8標準偏差161.5pcu/青1時間であった。

図-2は対象とした3車線のそれぞれについて、青開始時からの停止線通過順番別に車頭時間を平均し、それを交通流率になおしたものを縦軸に、同車頭時間の青開始時からの累加を横軸にとったものである。青開始後約10秒の間は発進遅れの影響により交通流率は著しく低い値となっているが、それ以降は1500~2200台/青1時間の範囲にあることがわかる。また、青開始後約30秒までの間は、時間経過とともに交通流率が一様に増加する傾向がみられている。

## 3. 運転者の追従挙動特性の調査

大阪府内の幹線道路で信号待ちによる渋滞が発生しやすい交差点が含まれるよう一周約30km

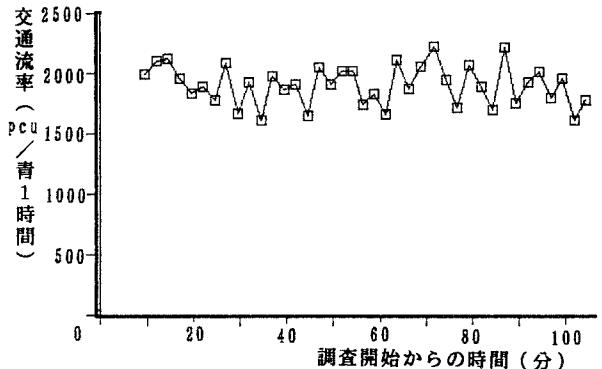


図-1 各サイクルの停止線における交通流率

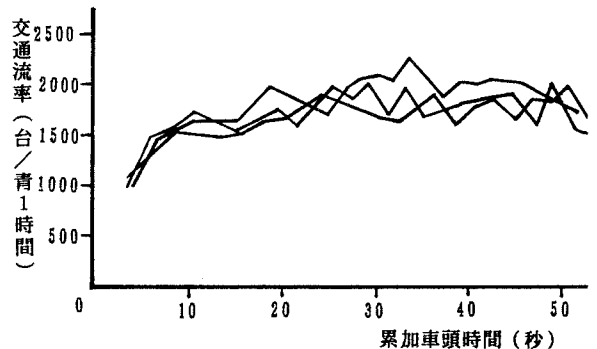


図-2 交通流率のサイクル内の変動

のコースを設定し、被験者5人に一周ずつ、車間距離計と走行距離計を取り付けた同一の実験車を運転させた。被験者は男子大学生で運転経験には差異がある。信号交差点の待ち行列で前車に続いて停止し、その後前車に続き発進して100m走行するまでを以降での分析の対象としたが、各被験者から4～8個得ることができた。計器からのデータは1/20秒ごとに記録し、これに基づいて地点別に速度と車間時間を求めた。

#### 4. 信号待ち行列における追従挙動特性の個人差

被験者別に、停止後の20mごとの地点における車間時間の平均を図-3に示す。これから被験者間の差と地点間の差を要因とした分散分析を行なった結果を表-1に示す。被験者間の差はF値7.94となり5%水準で有意という結果になった。地点間には有意な差がみられなかった。このことから信号交差点での交通流率の変動に対しても、運転者の個人特性が有意に寄与していると考えられる。

今回調査した被験者5人の平均車間時間は、平均2.15、標準偏差0.28秒となったが、この変動の大きさ評価するため、非常に粗い近似ではあるが次のような試算を行なった。この5人と同じ特性を持つ運転者が同じ比率でランダムに表れると仮定し、さらに車長を0とおくと、連続する30台（1サイクルの代表的な捌け台数）を平均した交通流率は平均1674.4、標準偏差39.8台/青1時間となる。図-1の標準偏差の161.5pcu/青1時間と比べれば、走行実験で得られた個人差は無視できない規模であるといえよう。

#### 5. 混雑状況と追従挙動特性との関連

信号待ちで停止する以前および発進後の混雑状況が発進後の車間時間に与える影響について同様に分析した。混雑状況は、停止位置の上流と下流それぞれ200mの範囲において停止時の一連の減速と発進時の一連の加速以外に40km/h以下になることがあれば渋滞とし、そうでなければ非渋滞とした。上下流それぞれの渋滞非渋滞の別の4分類で平均したものを図-4に示す。

表-2はこのうち下流が非渋滞の場合において、表-3は同渋滞の場合においての上流側の混雑状況の影響についての分散分析表である。下流非渋滞の場合、上流渋滞時の車間時間の平均は1.86秒に対し上流非渋滞時は2.26秒でF値が6.87となり、5%水準で有意な差がみられた。これに対して、下流渋滞の場合には、上流渋滞時平均が2.24秒、非渋滞時が2.22秒でF値も0.02と差はみられなかった。また地点間の変動は、ともに有意な差がみられなかった。

#### 6. まとめ

停止線における交通流率は常に変動しているが、運転者の追従挙動特性の個人差や上流側における混雑状況の差異がその一因として考えられることがわかった。また、混雑状況が運転者の特性を通じて交通流率に影響するという傾向がみられたことから、今後は両者が相互に影響しあうという視点での分析が重要と考えられる。

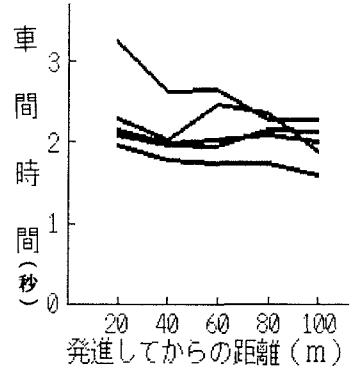


図-3 前車との車間時間（個人別）

表-1 分散分析表（個人差）

|      | 変動     | 自由度 | 分散    | F値     |
|------|--------|-----|-------|--------|
| 被験者  | 13.273 | 4   | 3.318 | 7.94** |
| 地点   | 2.221  | 4   | 0.555 | 1.33   |
| 交互作用 | 3.820  | 16  | 0.239 | 0.57   |
| 残差   | 59.317 | 142 | 0.418 | —      |
| 計    | 78.565 | 166 | 0.473 | —      |

\*\*：5%有意

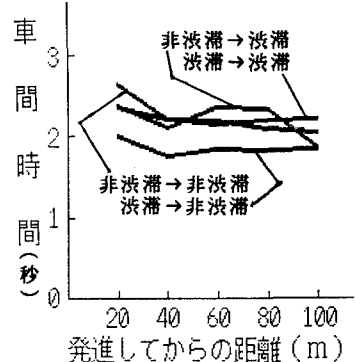


図-4 前車との車間時間（混雑状況別）

表-2 分散分析表（混雑状況差：下流非渋滞時）

|      | 変動     | 自由度 | 分散    | F値     |
|------|--------|-----|-------|--------|
| 混雑状況 | 3.616  | 1   | 3.616 | 6.87** |
| 地点   | 2.029  | 4   | 0.507 | 0.96   |
| 交互作用 | 0.139  | 4   | 0.035 | 0.07   |
| 残差   | 40.540 | 77  | 0.526 | —      |
| 計    | 46.188 | 86  | 0.537 | —      |

\*\*：5%有意

表-3 分散分析表（混雑状況差：下流渋滞時）

|      | 変動     | 自由度 | 分散    | F値   |
|------|--------|-----|-------|------|
| 混雑状況 | 0.009  | 1   | 0.009 | 0.02 |
| 地点   | 0.778  | 4   | 0.195 | 0.46 |
| 交互作用 | 0.766  | 4   | 0.192 | 0.46 |
| 残差   | 29.344 | 70  | 0.419 | —    |
| 計    | 30.896 | 79  | 0.391 | —    |