

信号交差点における波動伝播解析

山口大学大学院 学生会員○安江 進

山口大学工学部 正 会 員 久井 守

山口大学工学部 正 会 員 田村 洋一

1. はじめに

本研究では系統信号路線を対象とし、交差点で発生する衝撃波の伝播軌跡を数値計算によって求め、それをパソコン画面の時間－距離図上に描く波動モデルを構築した。モデルでは、交通密度 k と速度 v の関係式（ $k-v$ 式）はいくつか用いた。これによって混雑時の波動伝播現象を再現した。このモデルは混雑条件下にある系統信号システムの最適制御を検討するツールとして用いることを目的としている。

2. 交通調査

まず実際に交差点で発生する衝撃波のうち、特に発進波に着目してその伝播速度を調査した。調査は宇部市の国道 190 号の江頭交差点、西割交差点および流川交差点で行い、また過去の調査結果¹⁾ もあわせて分析した。

調査方法は停止線から 90m 地点まで 30m 間隔でポイントを取り、赤信号により各ポイントに停止した車両が青信号により発進するまでの時間を調べるものである。調査より発進波の伝播速度は 18km/時から 24km/時の範囲を取り、また交差点の最大交通量は約 0.44 台/青秒（約 1600 台/青時）付近にあるという結果が得られた。

3. 衝撃波^{2), 3)}

衝撃波とは交通密度が不連続に変化する交通流の境界面 S である。この境界面の移動速度を衝撃波の伝播速度という。衝撃波の伝播速度 c は次式で表すことができる。

$$c = \frac{k_2 v_2 - k_1 v_1}{k_2 - k_1} = \frac{q_2 - q_1}{k_2 - k_1} \quad (1)$$

ここで k は交通密度、 q は交通量である。この c は $q-k$ 曲線上の 2 点 (k_1, q_1) 、 (k_2, q_2) を結ぶ直線の傾きとなる。

本研究では特性直線も含め 15 種類の衝撃波を用い

て伝播現象の解析を行っている。衝撃波は成長過程にある衝撃波を QBW (Queue Building Wave)、解消過程にある衝撃波を QDW (Queue Dissipation Wave)、その他の衝撃波を WAVE、特性直線を LINE という名前で表す。衝撃波は主に信号の変わり目で発生し、また 2 つが交差して新たな衝撃波に変化する。

4. 波動構造図

波動構造図とは、縦軸に距離 x 、横軸に時間 t をとった時間－距離図上に衝撃波および特性直線の伝播軌跡を描いたものである。衝撃波の座標位置を Δt ごとに計算し、それを時間－距離図上にプロットして作成する。図 1 は孤立交差点の波動構造図の 1 例を示す。縦軸は 100m 間隔、横軸は 10 秒間隔で目盛りをとっている。交通流の進行方向は上向きである。また図 2 は車両の走行軌跡を描き加えた波動構造図である。車両は停止波で急停止し、信号が青になると次々に発進していく様子がわかる。図 3 は系統信号路線の非飽和交通の波動構造図であり、また図 4 は過飽和交通の波動構造図である。非飽和交通の場合は、赤信号で発生した待ち行列が青時間中に解消し、下流交差点に伝播していく様子がわかる。過飽和交通の場合は、非飽和交通の場合とは逆に赤信号で発生した待ち行列が青信号で解消できず待ち行列が大きくなっていく様子がわかる。これら図 1～図 4 の波動構造図では $k-v$ 式として Greenshields の 1 次式を用いている。

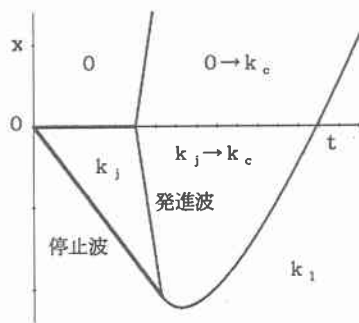


図 1 衝撃波の軌跡と密度領域

5. $k-v$ 式と波動現象の再現性

いくつかの $k-v$ 式について最大交通量 q_m と発進波の伝播速度 $h(k_i)$ を求めた。それを以下に示す。これらの値は $k-v$ 式を交通流の基本式 $q = kv$ に代入して得た $q-k$ 式から導いた。ここに $h(k) = dq/dk$ である。

- 1) Greenshields の式: $v = v_f (1 - k/k_j)$

$$q_m = 0.625 \text{ 台/秒 (2250 台/青時)}$$

$$h(k_i) = 16.67 \text{ m/秒 (60.0 km/時)}$$

- 2) Drake の式: $v = v_f e^{-1/2 (k/k_c)^2}$

$$k_c = 70 \text{ 台/km のとき}$$

$$q_m = 0.707 \text{ 台/秒 (2549 台/青時)}$$

$$h(k_i) = 6.03 \text{ m/秒 (21.7 km/時)}$$

- 3) Drew の式: $v = v_f [1 - (k/k_j)^{n+1/2}]^{1/2} (n > -1)$

- ① $n = 1/5$ のとき

$$q_m = 0.428 \text{ 台/秒 (1541 台/青時)}$$

$$h(k_i) = 10.00 \text{ m/秒 (36.0 km/時)}$$

- ② $n = -1/3$ のとき

$$q_m = 0.264 \text{ 台/秒 (950 台/青時)}$$

$$h(k_i) = 5.56 \text{ m/秒 (20.0 km/時)}$$

発進波の伝播速度は約 20km/時であり、また交差点の最大交通量は約 1600 台/青時という調査結果と上記の 3つの $k-v$ 式を比較すると、Drew の式で $n = -1/3$ とし、また Drake の式で臨界密度 k_c を 70 台/km とすれば発進波の伝播速度が約 20km/時となる。しかし、最大交通量については Drew の式および Drake の式ともに実際とはかなり異なる。また Drew の式で $n = 1/5$ とすれば最大交通量は約 1600 台/青時となるが、発進波の伝播速度は大きすぎるということになる。したがって、単路部ではなく、交差点の最大交通量と発進波の伝播速度の両者を記述する良好な $k-v$ 式についてはなお検討の余地があると考えられる。

6. 結論と今後の課題

本研究では衝撃波の波動構造図を描くことにより系統信号路線における衝撃波の発生、交差および伝播という一連の現象を視覚的に表現することができた。しかも非飽和および過飽和いずれの場合でも扱うことができ、交差点を越えて伝播していく現象も再現することができた。今後の課題としては交通量変動や信号制御パラメータの変更を扱えるようにすることが必要である。また実現象を再現できる $k-v$ モデルを開発することも課題としてあげられる。

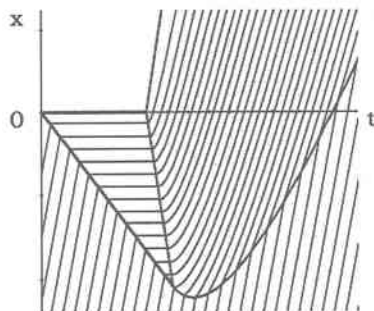


図2 衝撃波と車両の軌跡

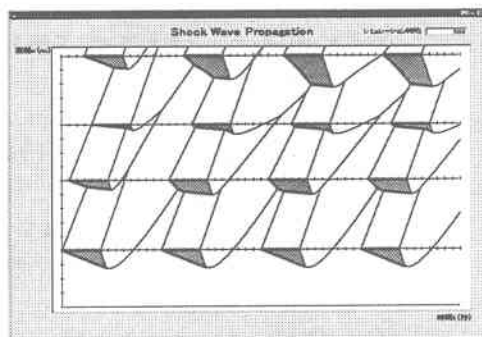


図3 系統信号路線の波動構造図
(非飽和交通流の場合)

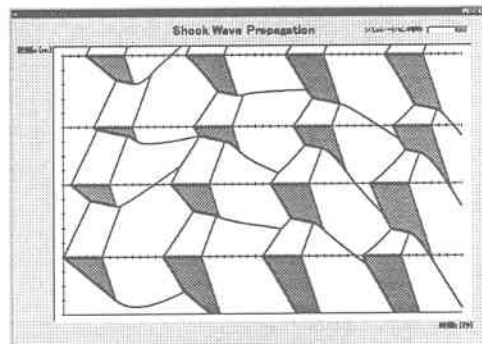


図4 系統信号路線の波動構造図
(過飽和交通流の場合)

なお本研究は文部省科学研究費補助金の助成を受けて行った研究成果の一部である。記して謝意を表したい。

参考文献

- 1) 山田美幸, 久井守: 信号交差点における交通現象解析, 平成 10 年度土木学会中国支部研究発表会
- 2) M.J.Lighthill, G.B.Whitham: Proc. Royal Society of London, Series A, Vol.229, No.1178, pp.317-345, 1955
- 3) M.Hisai, S.Sasaki: Technology Reports of the Yamaguchi University, Vol.5, No.2, pp.117-127, 1993