

交差点遅れを考慮した利用者均衡配分に関する研究*

A Study on User Equilibrium Assignment considering Intersection Delays*

内田 賢悦^{**,} 岸 邦宏^{***,} 佐藤 馨一^{****}
By Ken-etsu UCHIDA, Kunihiro KISHI and Keiichi SATOH

1. はじめに

これまで交通量配分モデルの拡張は、Wardrop 均衡をそのままの形で解くことが可能なように定式化されてきた。たとえば動的モデル¹⁾、時間帯別均衡配分モデル²⁾、ファジィリンク所要時間を導入したモデル³⁾などが挙げられる。

一方、交通現象として信号交差点での自動車の挙動を考えると、右折車の交差点遅れが対向直進車の影響を受けるように、一般にリンクコスト関数にはリンク間相互干渉がある。また、都市部における道路ネットワークでの交通現象を考えると、交差点遅れが経路所要時間に占める割合は無視できないほど大きい。したがって、こうした道路ネットワークでの交通量配分には、リンク間相互干渉がある交差点遅れを表現したモデルが必要である。

こうしたリンク間干渉のある利用者均衡配分に関する研究として、Meneguzzer⁴⁾や Walting⁵⁾の研究が挙げられる。一般に、リンク間干渉のある利用者均衡配分には、均衡解の唯一性、収束性に問題があることが知られている。この問題点に対応するために、全てのリンクで収束させるのではなく、95%のリンクが収束したときに、近似的均衡状態にあるとして計算を終了する方法が提案されている。その結果、初期実行可能解に関わらず、相応な配分交通量が再現されることが報告されている。

信号交差点の影響を交通量配分にとりいれた Meneguzzer の研究では、交差点容量解析⁶⁾によってあらかじめ飽和交通流率を算定して、交差点遅れを表現する必要がある。しかし交差点遅れは、飽和交通流率や交通の到着分布における変動の影響を受ける⁷⁾ため、その推定にはこうした要因に対する調整プロセスが必要である。

こうした背景から、筆者らはメンバーシップ関数を用いた交差点遅れ推計モデルを開発してきた^{8),9)}。同モデルにおける交差点遅れは、平均交差点遅れを中心値とする三角ファジィ数で表現されている。ファジィ交差点遅れの右・左スプレッドを決定するパラメータ値は、交差点遅れを再現するために重要な要素であるため、交差点遅れを計測することにより算定した。

本研究は、同交差点遅れ推計モデルを利用者均衡配分にとりいれた都市部における交通流解析法を提案するものである。

2. 交差点遅れ推計モデル

(1)推計方法

信号交差点を自動車が通過するとき、所要時間からみた通過の容易性は一般に、流入交通量が増えるにつれて低下し、さらに流入交通量が交差点交通容量を越えるとその低下率は大きくなる。本研究では、この関係をリンク間の交差点ノードで起こる通過性の低下によるものと解釈し、流入交通量が増えるにつれて通過性が低下する関係を通過性指数によって表現する。直進車、左折車、右折車の流入交通量(それぞれ q_s, q_L, q_R)を変数とする通過性指数(それぞれ μ_s, μ_L, μ_R)は、直進、左折、右折車線の交通容量(それぞれ C_I^s, C_I^L, C_I^R)を用いて表現する。通過性指数を式1と図1に示す。

$$\begin{aligned} \mu(q) &= (k-1) \frac{q}{C_I} + 1, & 0 \leq q \leq C_I, & 0 < k < 1.0 \\ \mu(q) &= \frac{k}{1-\alpha} \frac{q}{C_I} + \frac{\alpha}{\alpha-1} k, & C_I < q \leq \alpha C_I, & \alpha > 1.0 \\ \mu(q) &= 0, & q > \alpha C_I \end{aligned} \quad (1)$$

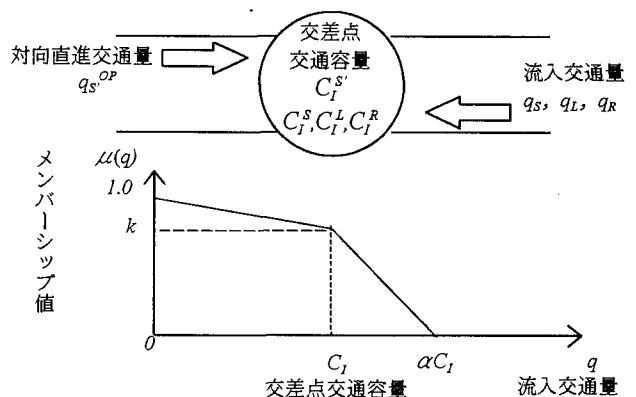


図1. 交差点でのリンク間通過性指数

ここで交差点交通容量 (C_I) は、飽和交通流率に青時間比(e)を乗じた値である (式2)。

$$C_I = S \cdot e \quad (2)$$

S は飽和交通流率であり、直進、左折、右折車線それぞれについて交差点形状などの確定的要因で算定した値とする。

*キーワード 配分交通, ネットワーク交通流, 経路選択

**学生員 修(工) 北海道大学大学院工学研究科都市環境工学専攻 (札幌市北区北13条西8丁目, Tel 011-706-6822, Fax 011-726-2296)

***正会員 博(工) 北海道大学大学院工学研究科都市環境工学専攻 (札幌市北区北13条西8丁目, Tel 011-706-6216, Fax 011-726-2296)

****フェロー 工博 北海道大学大学院工学研究科都市環境工学専攻 (札幌市北区北13条西8丁目, Tel 011-706-6209, Fax 011-726-2296)

通過性指数(μ)は信号交差点における通過のしやすさであるため、直進車と左折車の通過性指数は流入交通量に依存し、右折車の場合は、流入交通量と対向直進交通量(q^{op}_s)にも依存すると仮定する。このとき、直進車と左折車の通過性指数をそれぞれ $\mu^S = \mu_s(q_s)$ 、 $\mu^L = \mu_L(q_L)$ で定義する。右折車の通過性指数を対向直進車(q^{op}_s)を変数とする通過性指数も考慮し、 $\mu^R = \mu_R(q_R) \cdot \mu_s(q^{op}_s)$ で定義する。 $\mu_s(q_s)$ 、 $\mu_L(q_L)$ 、 $\mu_R(q_R)$ が等しい値をとるとき、式3が成り立つ。

$$\begin{aligned} \mu^S &= \mu^L > \mu^R & \text{when } q^{op}_s > 0 \\ \mu^S &= \mu^L = \mu^R & \text{when } q^{op}_s = 0 \end{aligned} \quad (3)$$

次に、推計の基本となる三角ファジィ数 $T(t_R, t_C, t_L)$ を設定する(図2)。

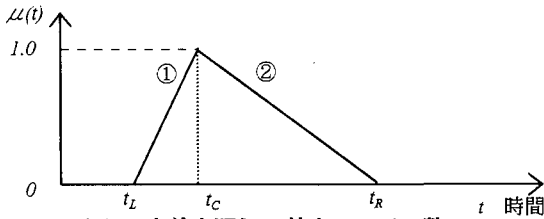


図2. 交差点遅れの基本ファジィ数

ここで t_C は、三角ファジィ数の中心値であり、一樣到着での平均遅れ時間として式4で表現する。

$$t_C = \frac{c(1-e)^2}{2(1-e(q/C_I))} \quad (4)$$

c は信号のサイクル時間である。 t_R 、 t_L はそれぞれ、三角ファジィ数の右スプレッド、左スプレッドである。右スプレッドは、パラメータ β を交差点での進行方向(直進、左折、右折)それぞれについて β_s 、 β_L 、 β_R を用いて式5で表す。

$$t_R = \beta \cdot t_C \quad \beta \geq 1 \quad (5)$$

左スプレッドはパラメータ γ を交差点での進行方向それぞれについて γ_s 、 γ_L 、 γ_R を用いて式6で表す。

$$t_L = \gamma \cdot t_C \quad 0 < \gamma < 1 \quad (6)$$

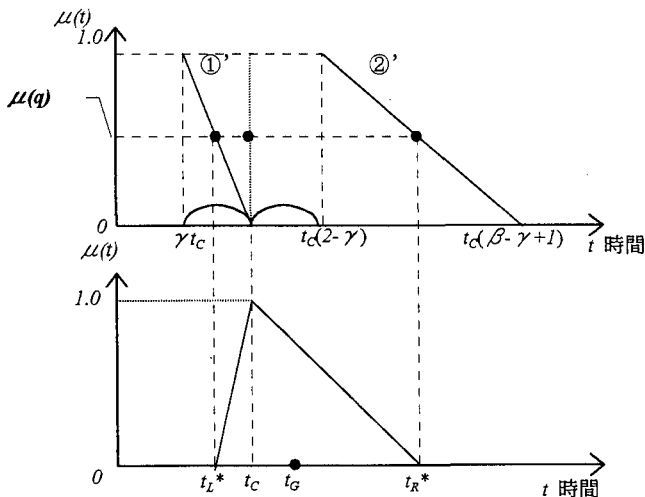


図3. 交差点遅れの推計

通過性指数が1.0のとき、交差点遅れの中心値に対して左右対称なファジィ交差点遅れとなり、通過性指数が小さくなるにつれてファジィ交差点遅れの左スプレッドは中心値(t_C)に近い値をとり、右スプレッドは $t_C(2-\gamma)$ よりも大きな値をとることを表現するため、以下に示す変換を行う。図2で中心値より左側の直線①を $\mu(t)=0.5$ の軸で対称に折り返した直線①'に変換し、さらに中心値より右側の直線②を中心から左スプレッド間の時間を右にシフトさせた直線②'に変換する(図3上)。こうしてできた直線と通過性指数が交わる時間をファジィ交差点遅れの推計値(中心値: t_C 、左スプレッド: t_L^* および右スプレッド: t_R^*)とする(式7、式8および図3下)。

$$t_L^* = t_C \{1 - \mu(1 - \gamma)\} \quad (7)$$

$$t_R^* = t_C \{(1 - \mu)\beta + 1 + \mu - \gamma\} \quad (8)$$

ファジィ交差点遅れの代表値としては、重心値(t_G)を用いることにする(式9)。

$$\begin{aligned} t_G &= \frac{1}{3}(t_L^* + t_C + t_R^*) \\ &= \frac{t_C}{3} \{-\mu(\beta - \gamma) + \beta - \gamma + 3\} \end{aligned} \quad (9)$$

ファジィ数の代表値を重心値としたのは、三角ファジィ数によって一意に決まること、計算が容易でわかりやすいことが理由として挙げられる。本研究では4で交差点遅れがファジィ数、リンクの所要時間がクリスプ数で表現される最短経路を考える。このとき、それらの和としての経路所要時間は拡張原理によりファジィ数で表現することができる。その代表値としてもファジィ経路所要時間の重心値をとりあげ、大小比較を行っている。

図3より、 $0 < \mu < 1.0$ のとき式10が成立する。

$$t_L^* < t_C < t_G < t_R^* \quad (10)$$

直進車、左折車の場合、 μ は流入交通量の関数、右折車の場合は流入交通量と対向直進交通量の関数となる。一方、 t_C は流入交通量の関数となるため、流入交通量の変化により μ 、 t_C は変化する。このとき、 μ の値が小さいほど t_L^* 、 t_R^* は大きな値をとり、その結果 t_G は t_C よりも大きな値をとる。また、 t_L^* は t_C よりも小さいため、 t_G の値を小さくする作用がある。逆に t_R^* は t_C よりも大きいため、 t_G の値を大きくする作用がある。

μ の値が一定のときは、 t_L^* はパラメータ γ の関数となり、式7における $(1 - \gamma)$ の値が大きいほど、すなわちパラメータ γ の値が小さいほど t_L^* は小さい値をとる。また μ の値が一定のとき、式8より t_R^* は β と γ の関数となるが、 γ は図2における②の直線を右にシフトさせるものなので、主に式8における β の値が大きいほど t_R^* は大きい値をとる。

本推計法では、パラメータ γ が信号が青現示のときに自動車到着するといった、交差点遅れを小さくする要因の影響を表していると解釈できる。パラメータ β は飽

和交通流率や交通の到着の変動が交差点遅れにおよぼす影響を表していると解釈できる．たとえば、右・左折車混入率の増加といった要因である．

通過性指数はそれらの要因が交差点遅れにおよぼす影響の度合いを決定するものである． t_L^* に関しては、 μ が γ の影響の度合いを調整しており、式 7 における μ の値が大きいほど γ の影響は大きい． t_R^* に関しては、 μ が β の影響の度合いを調整しており、式 8 の $(1-\mu)$ の値が大きいほど、すなわち μ の値が小さいほど β の影響は大きい．

たとえば、通過性指数が 1.0 のとき式 7 右辺の値は γt_c となり、式 8 右辺の値は $2t_c - \gamma t_c$ となるため、 t_L^* に関しては γ の影響が最大となり、 t_R^* に関しては β の影響はなくなる．このときのファジィ交差点遅れは、中心値に対して左右対称なファジィ数となっており、その代表値としての重心値は中心値と一致する．このとき、交差点遅れを減少させる要因の影響は最大となり、逆に交差点遅れを増大させる要因の影響はないことを示している．

通過性指数が 0 に近づくとき、パラメータ γ の影響は小さくなり、逆にパラメータ β の影響は大きくなるのは、交差点に流入する交通量が増えるにつれて（通過性指数が小さくなるにつれて）、交差点遅れを減少させる要因の影響は小さくなり、逆に交差点遅れを増大させる要因の影響は大きくなることを示している．

交差点遅れは、飽和交通流率や交通の到着分布によって変動する．本モデルは、こうした要因による影響をパラメータ β と γ によって調整することで、ファジィ交差点遅れの重心値が、中心値よりどれくらい大きな値をとるか決定するものである．

(2)パラメータ値の設定法

(a)パラメータ β , γ の設定

ファジィ交差点遅れのスプレッドを決定するパラメータ値は、交差点遅れの計測値によって定めることにする．ここでは、通過性指数の設定値(k, α)が決められているものとして説明する．

交通状況が一定のもとで交差点遅れを計測し、交差点遅れは平均が m 、標準偏差が σ である正規分布 $N(m, \sigma^2)$ に従うと仮定する．同じ状況で推計されるファジィ交差点遅れを $T(t_R^*, t_c, t_L^*)$ とする．このとき、 t_R^* および t_L^* は式 11 で表される．

$$\begin{aligned} t_L^* &= f(t_c, \mu, \gamma) \\ t_R^* &= g(t_c, \mu, \gamma, \beta) \end{aligned} \tag{11}$$

ここで f, g は関数である．ファジィ交差点遅れの広がりが $\pm 2\sigma$ となり（式 12）、重心値が計測値の平均値に一致する（式 13）ことを仮定する．

$$t_R^* - t_L^* = 4\sigma \tag{12}$$

$$(t_R^* + t_c + t_L^*) \cdot 3 = m \tag{13}$$

m, σ は交差点遅れ計測により得られる．交差点遅れの

計測により 1 時間当たりの交通量、信号のサイクル長、青時間比を求め、さらに交差点交通容量を車線数と青時間比より算定することによって、式(4)より t_c は求められる．また、通過性指数の設定値(k, α)を決めておくと、 μ は交差点交通容量と 1 時間当たりの交通量より求められる（図 1）．したがって、式(12)と式(13)は β と γ に関する連立 1 次方程式となり、これを解くことにより β, γ を算定できる（図 4）．こうして求めたパラメータ値を用いることで、計測を行ったときの流入交通量に対応する交差点遅れ関数の値は、交差点遅れ計測値の平均値と一致する．

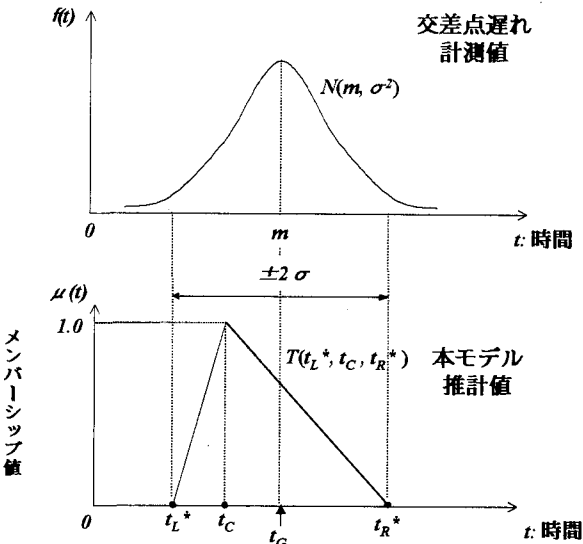


図 4. 交差点遅れ計測によるパラメータ値の算定

(b)通過性指数の設定値(k, α)

ここでは、通過性指数を決定する設定値(k, α)について考える．

通過性指数 μ が小さくなるほど t_L^*, t_R^* が大きな値をとり、その結果 t_g が t_c より大きな値をとることは 2.(1)で述べた．流入交通量が変化するとき、飽和未満($q < C_i$)では t_g と t_c の乖離幅は小さく、過飽和($q \geq C_i$)での乖離幅は大きくなる．このことは、Webster の式¹⁰⁾において飽和未満での交差点遅れは t_c との乖離幅が小さいことからわかる

仮に通過性指数の設定値 k が決められたとすると、過

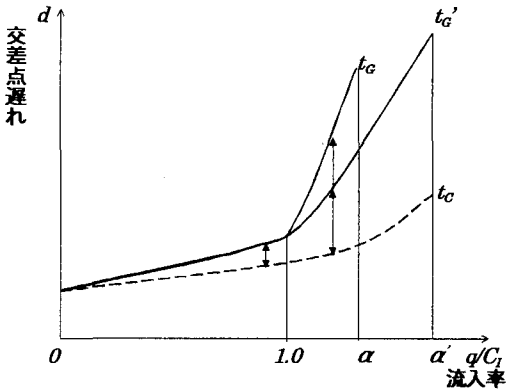


図 5. α の値による乖離幅の変化

飽和での t_g と t_c の乖離幅は、通過性指数の設定値 α にも依存する．すなわち 2 つの値 ($1.0 < \alpha < \alpha'$) をとると、流入交通量が同一のとき、 α の方が t_g と t_c の乖離幅は大きくなる (図 5)．

交差点遅れ計測は流入交通量が飽和未満の状態で行われたと仮定する．このとき、適当な k を決めるとパラメータ値 (β, γ) は推定される．これらのパラメータ値によって流入交通量が過飽和における交差点遅れも適切に表現されるためには、 k の値が 0.8 以上であることが必要であり、このときのパラメータ値を (β', γ') とする．これは、 $k=0.7$ で推定されるパラメータ値 (β', γ') では、 α の設定値に関わらず流入交通量が過飽和での t_g と t_c の乖離幅が小さくなってしまいうためである．この主な原因は、パラメータ β' の値が $k=0.8$ 以上としたパラメータ β^* の値よりも小さくなるためである．また、 $k<1.0$ であることを考慮すると、 k は 0.8~0.9 とするのが妥当である．

また k の値が 0.8~0.9 に設定されたとき、 α の値が 1.1~1.4 であると t_g と t_c の乖離幅が適切に表現される．これは、 α の値が 1.5 以上であると t_g と t_c の乖離幅が小さくなってしまいうためである．また、 α は交差点遅れ遅れの定義域でもあるため、1.1 とすると交差点交通容量の 1.1 倍に相当する交通量しか信号交差点を通過できない．ピーク時を考えると 1.2 倍以上の交通量があると考えられるので、 α には 1.2~1.4 の値を設定するのが良い．

ここでの設定は、3.(2)で示す Akcelic の式、O.D モデル、Webster の式を参考にして行っている．

3. パラメータ値の測定

(1)交差点遅れの計測

ファジィ交差点遅れ推計に必要なパラメータ (β, γ) を算定するために、乾燥路面における交差点遅れの計測を行った．計測場所は、札幌市の代表的な交差点である地下鉄東西線、南郷 7 丁目駅前交差点であり、1998 年 11 月 19 日の 13:00~15:00 に計測を行った．

計測方法は、直進、左折および右折の各車線ごとに交差点の流入部と流出部に 1 台ずつ、計 2 台のデジタルビデオカメラを設置して撮影し、その通過時間の差を交差点通過所要時間とした．さらに、自動車の自由走行速度を 50km/h (法定速度) として交差点遅れを算出した．

表 1. 交差点遅れの計測値 (乾燥路面)

	直 進	左 折	右 折
データ数	162	52	26
平均 (秒)	33.77	39.18	57.57
標準偏差	28.90	21.98	29.18
最大値	92.12	78.12	116.84
最小値	8.12	11.12	18.84
平均交差点遅れ	30.10	24.00	21.90
交通量 (台/時)	641	195	90
対向車 (台/時)			641

表 1 は交差点遅れの計測値とその統計量を示している．ここで平均交差点遅れとは、ファジィ交差点遅れの中心値である．平均交差点遅れの計算に必要な飽和交通流率は、直進については 2000 台/時とし、左折および右折については歩行者の影響を考慮して 1300 台/時とした．

表 2 に交差点遅れの計測値より算定された、パラメータ値を示す．

表 2. 交差点遅れのパラメータ値 (乾燥路面)

	直 進	左 折	右 折
パラメータ: γ	0.01	0.09	0.76
パラメータ: β	4.84	53.50	53.73

算定されたパラメータ値による交差点遅れ関数を図 6 に示す．

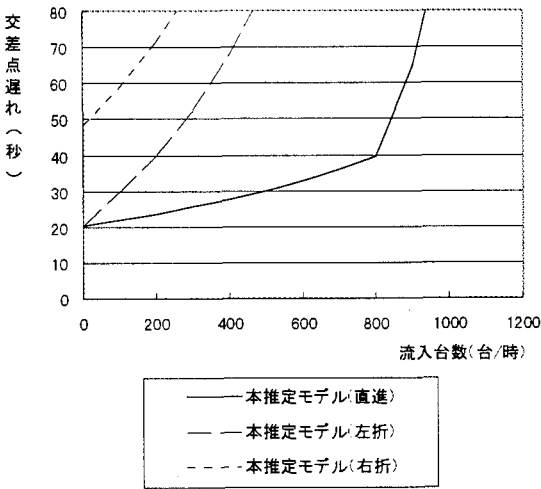


図 6. パラメータ算定を行った交差点遅れ

表 2 よりパラメータ γ に関しては、直進および左折については小さな値、右折については比較的大きな値になっていることがわかる． γ の値が小さい直進と左折は、交差点遅れを小さくする要因の影響が大きいことを示している．右折については信号が青であっても対向直進車があるため、交差点遅れを小さくする要因の影響が小さいことがわかる．一方、パラメータ β については直進については小さく、左折および右折については大きくなっている．したがって、左折および右折車の交差点遅れを大きくする要因の影響は同じ程度に大きいといえる．

表 3. 交差点遅れの計測値 (積雪路面)

	直 進	左 折	右 折
データ数	115	29	28
平均 (秒)	53.97	57.00	75.60
標準偏差	25.36	28.02	40.64
最大値	100.92	111.76	164.92
最小値	8.92	14.76	25.92
平均交差点遅れ	27.90	23.60	21.50
交通量 (台/時)	534	178	67
対向車 (台/時)			504

表 3 は 1998 年 12 月 22 日に積雪路面で計測した交差点遅れとその統計量を示している。計測した場所と時間帯は、乾燥路面での計測と同様である。道路の有効幅員は、乾燥路面では片側 3 車線であったのに対し、積雪路面では堆雪のため片側約 2 車線となっていた。そのため、交差点遅れの平均値が乾燥路面と比べ大きくなっていることがわかる。

表 4 に交差点遅れの計測値より算定された、パラメータ値を示す。

表 4. 交差点遅れのパラメータ値 (積雪路面)

	直 進	左 折	右 折
パラメータ： γ^*	0.56	0.74	0.99
パラメータ： β^*	44.46	131.19	105.80

表 4 より、左折と右折のパラメータ γ^* はそれぞれ、0.74 と 0.99 であり、左折の方が交差点遅れを小さくする要因の影響が大きいことがわかる。一方、左折と右折のパラメータ β^* は、それぞれ 131 と 106 であり、左折の方が交差点遅れを大きくする要因の影響が大きいことがわかる。左折のパラメータ β^* は右折と異なり、流入交通量のみで決定されるため、右折のパラメータ β^* よりも大きくなったと考えられる。

表 2 と表 4 より、乾燥路面と積雪路面の道路特性が大きく異なっていることが推測できる。

パラメータ値の推定に当たっては、乾燥路面、積雪路面とも通過性指数の設定値は表 5 に示す値を用いた。

表 5. 通過性指数の設定値

設定値	k	α
値	0.9	1.2

(2)交差点遅れ推定モデルの検証

交差点遅れ関数の代表的なものに、Webster の式が挙げられる。Webster の式では、流入交通量が飽和状態で交差点遅れが無限大になるため、より現実的な式への拡張が試みられてきた。その理由は、現実には交通流が過飽和となる時間は有限であり、したがって、飽和状態になったとしても交差点遅れは無限大にはならない¹¹⁾からである。これに対し、Webster の式は飽和状態が無限に続くとして定式化していることになる。

拡張式の代表的なものが Akcelik の式である¹²⁾。Akcelik の式では過飽和状態での継続時間も考慮して定式化がなされている。ここでは、本交差点遅れ推計モデルの検証を行うため、交差点遅れの代表的な式との比較検証を行った (図 7)。

図 7 の一様到着の式とは、式 4 で表されるファジィ交差点遅れの中心値である。O.D.(Overflow Delay)モデルは、過飽和状態の交差点遅れの平均値である¹³⁾。Akcelik と O.D.モデルの式はそれぞれ、式 14 と式 15 で表される。

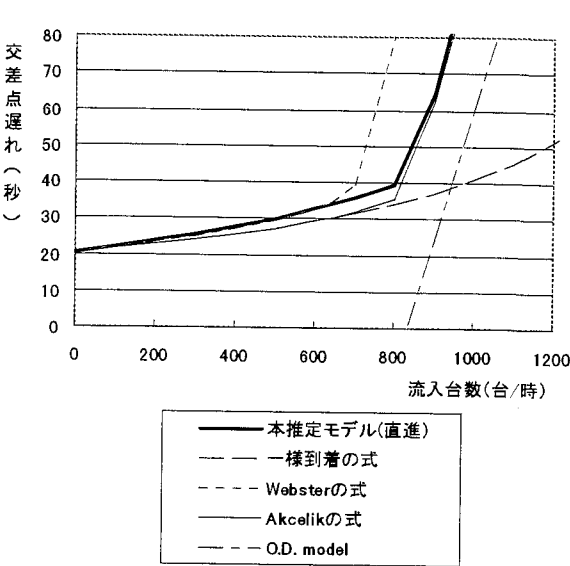


図 7. 各種交差点遅れとの比較

$$d = \frac{0.5C(1-e)^2}{1-\alpha(q/C_1)} + 900\{q/C_1 - 1 + \sqrt{(q/C_1 - 1)^2 + \frac{8(q/C_1 - 0.5)}{C_1 T}}\} \quad (14)$$

$$d = (T/2)(q/C_1 - 1), \quad q \geq C_1 \quad (15)$$

ここで、 T は交通流の過飽和な状態が続く時間であり、10 分として設定している。飽和交通流率、信号のサイクル時間および青時間比をそれぞれ、2000 (台/時)、110 (秒)、0.4 としている。

流入交通量が過飽和における交差点遅れも適切に表現する関数の条件は、流入交通量が飽和未満では Webster の式に近い値をとり、過飽和では Webster の式と O.D.モデルに挟まれた領域を通ることである¹¹⁾。Akcelik の式はこの条件を満たしており、こうした交差点遅れ関数の基準になり得るものである。

図 7 における本モデルによる交差点遅れは、乾燥路面における直進車のものを示しており、パラメータ値は表 2 に示した値、通過性指数の設定値は表 5 に示した値を用いている。本モデルによる交差点遅れは、パラメータ値を適切に設定することで、①流入交通量が飽和未満では Webster の式と近い値をとり、②交差点遅れ計測を実施した交通量では、計測値の平均値と一致し、③過飽和状態においても Akcelik の式に近い値をとるという 3 点から、交差点遅れが適切に表現されていると考えられる。

積雪路面における交差点遅れは、堆雪による有効幅員の減少や路面摩擦係数の低下があるため、厳密な Webster の式や Akcelik の式を表現できない。しかし、積雪路面における交差点遅れ計測値よりパラメータ値を設定することによって、交差点遅れ計測を実施した交通量では、本モデルによる交差点遅れと計測値の平均値が一致することは保証されている。したがって、積雪路面での交差点遅れも適切に再現されていると考えられるが、他の信号交差点でも計測を行う必要がある。

4. 交差点遅れを考慮した最短経路探索法

リンクコストがクリスプ数で、交差点コストがファジィ数で表現される経路コストを考える。このとき、拡張原理により、その和としての経路コストをファジィ数として表現可能となる³⁾。さらに、経路コストの代表値を重心値とすることによりクリスプな最短経路探索が可能となる。最短経路探索は本研究で用いる利用者均衡配分を計算するために必要なアルゴリズムである(図8)。

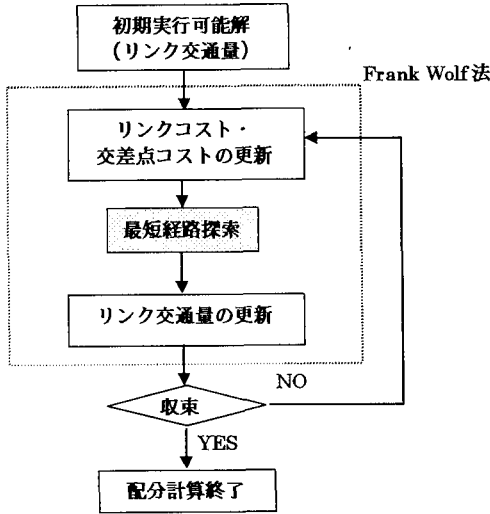


図8. 配分計算のフロー

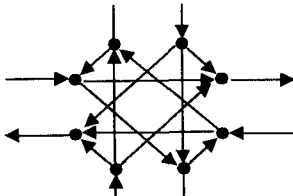


図9. ダミーリンク・ノードによる交差点表現

交通量配分における交差点の詳細表現は、(ノード数8, リンク数16の)ダミーノード, ダミーリンクを用いるのが一般的である¹³⁾(図9)。しかし同表現法では、ネットワーク表現が煩雑なため計算効率性が良くない。

そのため、本研究ではペナルティ関数を用いた最短経路探索アルゴリズム¹⁴⁾を用いる。同アルゴリズムでは交差点を1つのノードとして表現可能である。したがって、交差点遅れを考慮した最小コスト経路を効率的に求めることができる。

以下にアルゴリズムを示すが、その前に前提条件としていくつかの説明を加える。

ネットワーク G を $G=(V, A)$ と表現する。ここで, V , A はそれぞれネットワークを構成するノードとリンクの集合である。ノード j の後ノード k を $k \in \Gamma(j)$, ノード j の前ノード i を $i \in \Gamma^{-1}(j)$ と表現する。ノード i を通過してノード j に到着し、さらにノード k に向かうときの動き(直進, 左折, 右折に対応)を m_k とし, そこまでの最小経路コスト λ_{j,m_k} を式16で表す。

$$\begin{aligned} \lambda_{j,m_k} &= \min_{\forall i \in \Gamma^{-1}(j)} \{ \xi(i, j, m_k) + \tau(i, j) + \lambda_{i,m_j} \}, \\ &\quad \forall j \in V \text{ and } k \in \Gamma(j) \\ \lambda_{j,m_k} &= 0, \quad \forall k \in \Gamma(r) \end{aligned} \quad (16)$$

ここで, $\xi(i, j, m_k)$ はノード i を通過し, ノード j で動き m_k をするときの交差点コスト(交差点遅れ)であり, $\tau(i, j)$ はリンク (i, j) のコストである(図10)。出発ノードを r としたときの経路 π_{j,m_k} を式17で表す。

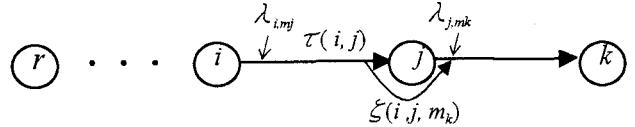


図10. 経路コストの表現

$$\pi_{j,m_k} = \{(r, m_{r_1}), (n_2, m_{n_2}), \dots, (n_{k-1}, m_{n_{k-1}}), (n_k, m_{n_k})\} \quad (17)$$

アルゴリズム

ステップ0. 走査可能リスト(Scan Eligible List)に出発ノード r を挿入し, 初期化する。さらに, ラベルを式18のように初期化する。

$$\begin{aligned} \lambda_{i,m_j} &= \infty, \quad \forall i \in V \text{ and } j \in \Gamma(i) \\ \lambda_{r,m_k} &= 0, \quad \forall k \in \Gamma(r) \end{aligned} \quad (18)$$

ステップ1. 走査可能リストが空ならステップ3へ。そうでなければ, 走査可能リストから最初のノード(ノード i とし, これを現在ノードと呼ぶ)を選択し, これを走査可能リストから削除してステップ2へ。

ステップ2a. すべてのノード $j(j \in \Gamma(i))$ が既に走査されていたなら, ステップ1へ。そうでなければ, 走査されていないノード j を選択し, 式19に従い現在ノードを走査する。

$$\begin{aligned} \lambda_{j,m_k} &= \min \{ \lambda_{i,m_k}, \xi(i, j, m_k) + \tau(i, j) + \lambda_{i,m_j} \}, \\ &\quad \forall j \in V \text{ and } k \in \Gamma(j) \end{aligned} \quad (19)$$

λ_{j,m_k} の値が改善された(小さくなった)なら, ノード i と動き m_k をそれぞれ前ノード, 前動きとして記憶する。改善されないときは, 何もせずに次の動き m_k について続ける。

ステップ2b. ノード j での動き m_k の代わりに, ノード j にとどまる動きを $|\Gamma(j)|+1$ とし, 式19に従い走査する。

$\lambda_{j,|\Gamma(j)|+1}$ の値が改善されたなら, ノード i と動き $|\Gamma(j)|+1$ をそれぞれ前ノード, 前動きとして記憶する。改善されないときは, 何もせずにステップ2cへ。

ステップ2c. すべてのラベル λ_{j,m_k} の値が改善されたなら, 走査可能リストにノード j を挿入し, ステップ1へ。

ステップ3. アルゴリズムを終了する。ノード j への最小経路コストはラベル $\lambda_{j,|\Gamma(j)|+1}$ に記憶されており, 前ノードを探すことで経路は確定される。

同アルゴリズムで最短経路探索を行うときには、本交差点遅れ推計モデルによる交差点遅れが進行方向（直進、左折、右折）によって異なるため、それらを区別しなければならない。筆者らは、3つのノードにおける接続関係に着目し、交差点での進行方向を区別する接続関係行列を考案している⁹⁾。接続関係行列を用いることで、交差点での進行方向が区別され、交差点遅れを考慮した最短経路探索を行うことが可能となる。また、同アルゴリズムと接続関係行列とを組み合わせることで、（交差する道路の一方通行規制に起因しない、右・左折禁止といった）複雑な交通規制も表現可能となる。

5. 交差点遅れの利用者均衡配分への適用

(1) 収束条件

リンクコストが BPR 関数で表現される容量制限付き（確定的）利用者均衡配分に、交差点遅れ推計モデルを導入することにする。一般的な利用者均衡配分は、最適化問題として定式化される。

本モデルにおける右折車の交差点遅れ d_R は、式 3 および式 9 の関係より式 20 で表現される。

$$d_R = d(q_R, q^{OP}_{S'}) \quad (20)$$

ここで、 d は交差点遅れ関数である。右折車の交差点遅れは 2 変数で記述されるため、リンク間に相互干渉のある問題となる。こうした利用者均衡配分を最適化問題として解くための条件は、リンクコスト関数のヤコビアン行列が対称行列であることである¹⁹⁾が、本研究での交通量配分モデルはこの条件を満たさない。こうした均衡問題を最適化問題として解くことは、一般的には困難であり、複数の均衡解が存在する。

Meneguzzer⁹⁾は、同様な交通量配分モデルを構築した。同モデルでは近似的収束条件を設定しており、その条件下でのリンク交通量は安定しており、初期実行可能解に関わらず相応な均衡状態のリンク交通量パターンが再現されている。

本研究でも Meneguzzer の近似的収束条件を用いることで近似解を求めることにする。この条件は、式 21、式 22 で表される。

1) リンク収束条件

$$|f_l^{n+1} - f_l^n| \leq 0.1 f_l^n \quad (21)$$

2) 収束計算の終了条件

$$N_c \geq 0.95 L \quad (22)$$

ここで、 f_l^n 、 N_c 、 L はそれぞれ Frank Wolf 解法¹⁹⁾による収束計算での n 回目におけるリンク l の交通量、収束したリンク数、ネットワークの全リンク数である。

収束計算では式 20 において、関数 d が $q^{OP}_{S'}$ を定数として変数 q_R のみの関数で近似できると想定する。このことによって、リンク間に相互干渉のないコスト関数下

での利用者均衡問題とみなすことが可能となり、Frank-Wolf 法で収束計算を行うことができる（緩和法）¹⁵⁾。

(2) 配分計算

札幌都心部を対象として配分計算を行った。配分対象ネットワークは、137 個のノード（そのうち交通が発生・集中する 23 個のセントロイド）と、404 本のリンクから構成される（図 11）。

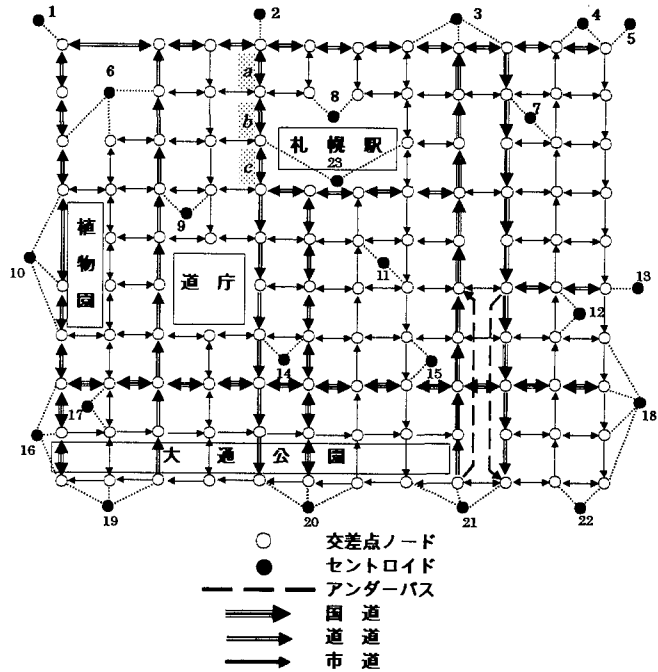


図 11. 配分対象ネットワーク

一方通行や右・左折禁止といった交通規制は、現行のものとした。札幌都心部には、平面部にウィービング区間のあるアンダーパスが存在するため、複雑な交通規制を表現する必要があった。

解析方法は、配分対象ネットワークにおける OD 交通量も同時に推定可能な 2 段階配分¹⁰⁾を適用した。配分対象ネットワークの OD 交通量推定には、札幌市中ゾーン間 OD 交通表¹⁷⁾を用いた。配分対象ネットワークの OD 交通量は、交差点遅れを考慮する必要があるため、ピーク率を 10% として時間交通量に換算したものをを用いている（表 6）。

交差点遅れを考慮しないとき、すなわち通常の利用者均衡配分と、交差点遅れを考慮したときの配分交通量の変化を調べてみた。交差点遅れを考慮したときは、乾燥路面と積雪路面の場合の 2 通りであり、それぞれ表 2 と表 4 で示したパラメータ値を全交差点で表現している。全ての交差点に同じパラメータ値を適用するのは適切な方法ではないが、平均値といえる札幌市の代表的な信号交差点でのパラメータ値を用いており、さらに各信号交差点の交通容量を実際の車線数より算定しているため、概ね妥当な配分結果を得られることが期待される。ここでの配分計算は、全ての交差点におけるパラメータ値が

表 6. OD 表 (台時)

O/D	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23
1	0	114	29	0	95	4	6	27	27	0	29	16	49	27	31	0	16	0	413	34	0	0	32
2	101	0	0	0	0	8	13	55	55	395	59	34	0	55	64	123	34	0	997	340	0	0	70
3	0	0	0	0	57	12	19	80	80	0	86	49	0	80	93	0	49	185	0	153	2055	0	98
4	10	0	0	0	57	0	0	1	1	13	1	1	135	1	1	0	1	92	0	0	0	1084	15
5	92	0	173	460	0	6	9	41	41	435	44	25	0	41	47	75	25	0	0	4	110	207	53
6	5	12	13	0	7	0	0	0	2	3	16	2	1	0	3	2	20	3	30	29	34	6	5
7	8	19	19	0	11	0	0	3	2	24	4	3	0	2	3	30	2	46	44	51	9	0	7
8	33	80	84	0	46	2	3	0	11	104	19	7	0	10	13	130	8	197	189	219	37	0	40
9	33	80	84	0	46	3	2	11	0	104	17	8	0	31	20	130	15	197	189	219	37	0	23
10	0	648	80	0	666	4	6	26	26	0	28	16	233	26	30	0	16	475	0	207	57	0	48
11	36	87	90	0	49	2	4	19	17	112	0	16	0	16	32	140	8	213	203	236	40	0	28
12	20	50	51	0	28	1	3	7	8	64	16	0	0	9	24	80	5	122	116	135	23	0	15
13	131	428	44	235	0	0	0	0	0	647	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	15
14	33	80	84	0	46	3	2	10	31	104	16	9	0	0	26	130	17	197	189	219	37	0	21
15	38	93	96	0	53	2	3	13	20	120	32	24	0	26	0	150	10	228	218	253	43	0	25
16	0	0	0	0	0	19	29	126	126	0	136	78	0	126	146	0	78	1294	285	1027	194	0	143
17	20	50	51	0	28	3	2	8	15	64	8	5	0	17	10	80	0	122	116	135	23	0	18
18	0	0	856	303	0	23	34	149	149	0	160	91	0	149	171	967	91	0	0	4	0	510	162
19	752	791	0	0	0	19	28	121	121	657	130	74	0	121	139	1465	74	2	0	0	0	0	147
20	195	598	405	0	10	24	36	157	157	417	169	97	0	157	182	0	97	0	0	0	0	0	160
21	82	202	2468	0	117	6	9	38	38	123	41	23	0	38	44	248	23	0	0	0	0	0	67
22	0	0	0	1140	117	0	0	0	0	0	0	117	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	14
23	44	101	117	21	53	5	6	38	21	121	26	13	5	19	23	148	17	201	190	218	58	18	0

適切に設定されたときに近い結果が得られると仮定して行っている。しかし、精度を上げると考えると、国道、道道、市道に分類した 3 種類のパラメータ値を用いることが現実的であるが、今回は全て同じパラメータ値を使用した。また、ITS 技術である路車間通信機能と車両感知器機能¹⁸⁾を活用することによって、将来的には必要な信号交差点におけるパラメータ値の自動測定が可能となると考えられる。

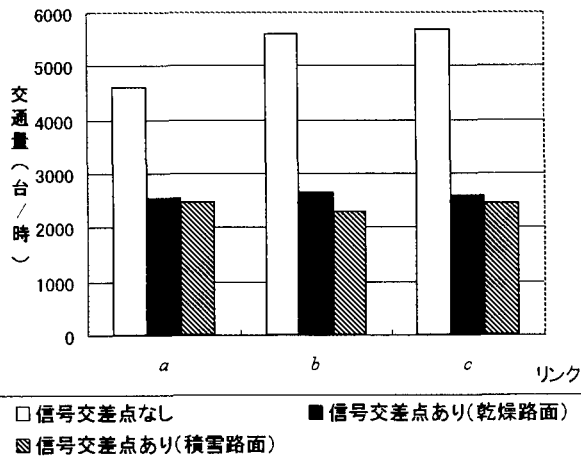


図 12. リンク交通量

図 12 は、図 11 で示したネットワークにおけるリンク a~c の配分交通量を示している。「信号交差点なし」とは、交差点遅れを考慮しないときの配分交通量であり、「信号交差点あり」は交差点遅れを考慮したときの配分交通量である。リンク a~c を選択した理由は、実測交通量との比較ができることや、本モデルと通常の利用者均衡配分による配分交通量の特性が顕著に現れていることが挙げられる。

交差点遅れを考慮しない場合と、交差点遅れを考慮した場合（乾燥路面）との配分交通量を比較すると、数千台の違いがある。たとえば、リンク b ではそれぞれ 5,595

台、2,286 台であり、交差点遅れを考慮しない場合において 3,309 台多くなっている。OD 交通量が時間交通量であるため、大きな変化であるといえる。この他にも交差点遅れを考慮した場合と、考慮しない場合で配分交通量が大きく異なるリンクが多数存在した。これは交差点遅れを考慮しないとき、ネットワークでの混雑が表現されにくいため、利用されるリンクと利用されないリンクにおける配分交通量の差が大きくなったためと考えられる。すなわち、リンク a~c は交差点遅れを考慮しないときに多く利用されるリンクといえる。一方、交差点遅れを考慮した場合は、リンク a~c に混雑が生じるため、交差点遅れを考慮しない場合と比較して、他のリンクへ迂回する交通が多くなったといえる。札幌都心部はネットワークがグリッド状で、各交差点に信号が設置されている特殊な道路構造であるが、他の都市部における配分計算でも同様な結果が得られると考えられる。

リンク a とリンク b における実測の日交通量¹⁹⁾はそれぞれ、30,437 台/日、25,606 台/日である。OD 交通量の設定と同様にピーク率を 10%として時間交通量に換算し、配分交通量と比較したものを表 7 に示す。

表 7. 実測値との比較 (単位: 台/時)

	リンク a	リンク b
実測値	3044	2561
信号交差点あり (乾燥路面)	2536	2643
信号交差点あり (積雪路面)	2457	2536
遅れなし	4594	5595

表 7 より交差点遅れを考慮したときの方が実測値に近い値をとることがわかる。

交差点遅れを考慮したとき、乾燥路面と積雪路面での配分交通量の違いは、積雪路面のときリンク a~c の配分交通量が乾燥路面より少ないことである。たとえばリンク b は、乾燥路面では 2643 台、積雪路面では 2536 台

であり、積雪路面において 107 台少なくなっている。これは、乾燥路面と比較すると、積雪路面での混雑が大きいため、一部の交通が迂回して他のリンクに流れたためである。ネットワーク全体でみると、乾燥路面で（交通容量に対して）大きかったリンク交通量が積雪路面では減少し、逆に乾燥路面で小さかったリンク交通量が積雪路面では増加しているという傾向があった。

表 8 に、交差点遅れを考慮したときの（乾燥路面と積雪路面）ネットワーク全体での総走行時間を示す。乾燥路面と積雪路面における総走行時間を比較すると、積雪路面での総走行時間は、乾燥路面の 3 倍以上となることがわかる。積雪路面の総走行時間は、乾燥路面において OD 交通量を 16%（約 7,000 台/時）増加させた時間に相当する。積雪路面の総走行時間の増大は、交差点遅れの増大によるものであり、積雪寒冷地の冬期における交通渋滞原因の 1 つであると推察される。

表 8. 総走行時間の比較

	乾燥路面	積雪路面
総走行時間（台・秒）	84,700,000	304,000,000

(3)交通量配分法の特長

本交通量配分法の特長は、第 1 に、近似的均衡条件を設定することにより、リンク間に相互干渉のある交差点遅れ関数を利用者均衡配分に適用したことである。このことにより、交差点における自動車の挙動を考える上で無視できない、右折車に対する対向直進車の影響を考慮することが可能となる。

第 2 に、交差点遅れが飽和交通流率や交通の到着分布によって変動するため、こうした要因に対する調整プロセスを有する交差点遅れ推計モデルを導入したことである。交差点遅れ関数は、交差点遅れの計測を行うことによりパラメータ値の設定を行っているため、配分計算においても妥当な交差点遅れが再現されると考えられる。

第 3 に、交差点遅れを考慮することにより、混雑が表現されるため、それに伴う迂回交通を表現できることである。交差点遅れを考慮しない利用者均衡配分では、配分交通量が 0 となるリンクはあまり存在しないが、利用されるリンクと、利用されないリンクにおける交通量の差は大きい。これは、混雑による迂回交通が適切に表現されていないためである。

第 4 に、ファジィ交差点遅れ推計に必要なパラメータ値を測定するため、積雪路面を仮定した配分計算も行うことができることである。さらに、総走行時間を計算することにより、乾燥路面と積雪路面の影響を計量的に把握することができる。

第 5 に、交差点遅れを考慮して、かつ効率的に最短経路探索が可能なアルゴリズムを適用したことである。このことにより、図 9 に示したような煩雑な交差点の詳細表現を行う必要がなくなる。さらに、同アルゴリズムと

接続関係行列とを組み合わせることで、複雑な交通規制も表現可能となる。

6. おわりに

本研究では、交通量配分に適用可能な交差点遅れ推計モデルを構築し、同モデルを利用者均衡配分に導入した交通流解析法を提案した。同解析法を都市部に適用すると、従来の利用者均衡配分より混雑を適切に表現でき、その結果、妥当な結果を得られることを示した。さらに、乾燥路面と積雪路面におけるモデルパラメータ値を測定することにより、それぞれの配分交通量および総走行時間の違いを計量的に把握できることを示した。

信号制御は、都市部における交通流を制御可能な、有用かつ柔軟性のある唯一の方法といえる。したがって、信号制御変数（青時間比等）の最適化を行うこと²⁰⁾は、重要な課題である。本解析法では、交差点遅れ関数に信号制御変数は記述されているが、その最適化は行っていない。これは、今後の課題としたい。

参考文献

- 1) 赤松隆他：時間帯別 OD 需要と渋滞を内生化した準動的交通配分，土木計画学研究論文集，No15，pp535～545，1998
- 2) 藤田素弘他：時間帯別交通量配分モデルの開発と実用化に関する研究，土木学会論文集，No389，pp111～119，1988
- 3) 秋山孝正：ファジィ経路情報に基づくネットワーク解析，土木学会論文集，No449/IV-17，pp.145～154，1992
- 4) CLAUDIO MENEGUZZER：AN EQUILIBRIUM ROUTE CHOICE MODEL WITH EXPLICIT TREATMENT OF THE EFFECT OF INTERSECTIONS，TRANSPORTATION RESERCH Vol. 29B，No. 5，PP329～356，1995
- 5) DAVID WALTING：ASYMMETRIC PROBLEMS STOCHASTIC PROCESS MODELS OF TRAFFIC ASSIGNMENT，TRANSPORTATION RESERCH，Vol. 30，No. 5，PP339～357，1996
- 6) 交通工学研究会編：平面交差点の計画と設計—応用編—，交通工学研究会，1983
- 7) 鹿田成則他：信号交差点における飽和交通流率の変動の基本特性，土木計画学研究・論文集，No.14，pp.877～882，1997.
- 8) Ken-etsu UCHIDA, Shin-ei TAKANO, Seiichi KAGAYA and Keiichi SATOH: ESTIMATION OF THE ASSIGNED TRAFFIC VOLUME IN CONSIDERATION OF SIGNALIZED INTERSECTIONS, Journal of the Eastern Asia Society for Transportation Studies, Vol2, No3, pp777～793, 1997
- 9) 内田賢悦，岸邦宏，佐藤馨一：メンバーシップ関数を用いた交差点遅れ推計モデルの構築，土木計画学研究・講演集，No21(1)，pp439～442，1998
- 10) 交通工学研究会編：交通工学ハンドブック，技報堂出版，pp156～158，1984
- 11) V.F.HURDLE: Signalized Intersection Delay Models—A Primer for the Uninitiated, TRANSPORTATION RESERCH RECORD, No971, pp. 96～104, 1984
- 12) Akcelik R: The Highway Capacity Manual delay formula for

- signalized intersections, ITE J, 58(3), 23~27, 1988
- 13) 森津秀夫：交通ネットワーク表現と最短経路探索法，交通工学，Vol.25, No6, pp21~31, 1990
- 14) ATHANASIOS K. ZILASKOPOULOS, HANI S. MAHMASSANI: A NOTE ON LEAST TIME PATH COMPUTATION CONSIDERING DELAYS AND PROHIBITIONS FOR INTERSECTION MOVEMENT, TRANSPORTATION RESERCH 30B, PP359~367, 1996
- 15) 土木学会：交通ネットワークの均衡分析－最新の理論と解法－，1998
- 16) 朝倉康夫他：2段階配分とOD推計を組み合わせた道路網交通流分析手法の適用，第17回交通工学研究発表会論文報告集，pp185~188, 1997
- 17) 札幌市：2015年マスタープラン中ゾーン間自動車OD表，1996
- 18) 桑原雅夫：ITSへの期待，交通工学，Vol33, pp19~25, 1998
- 19) 札幌市企画調整局総合交通計画部：平成8年交通量調査集計結果表，1997
- 20) M. J. SMITH and T. VAN VUREN: Traffic Equilibrium with Responsive Traffic Control, Transportation Science, Vol. 72, No. 2, pp118~132, 1993

交差点遅れを考慮した利用者均衡配分に関する研究

内田賢悦，岸邦宏，佐藤馨一

交差点遅れは飽和交通流率や交通の到着分布によって変動するため，その推定にはこうした要因に対する調整プロセスが必要である．本研究では，飽和交通流率や交通の到着分布に対する調整プロセスを有するメンバーシップ関数による交差点遅れ推計モデルを構築した．同モデルでは，交差点遅れ推計に必要なパラメータ値を交差点遅れ計測により測定している．本推定モデルを交通量配分に適用すると妥当な交差点遅れが再現され，また混雑による迂回交通の影響が配分交通量に反映されるようになった．本研究は，同交差点遅れ推計モデルを利用者均衡配分に導入した，交通流解析法を提案するものである．

A Study on User Equilibrium Assignment considering Intersection Delays

By Ken-etsu UCHIDA, Kunihiro KISHI and Keiichi SATO

Since intersection delays varies with saturation flow rate and arrival distribution of vehicles, estimating intersection delay needs adjustment process which works these factors. We developed a model which estimates intersection delays using membership function with adjustment process of saturation flow rate and arrival distribution of vehicles. Since parameters in the model are set by measuring intersection delays, the intersection delays from the model have a conformity with real ones performing the traffic assignment. In this study, we propose a traffic analysis method which introduces the estimation model of intersection delays to user equilibrium assignment.
