

複数交差点を対象とした 信号現示設計の実務的検討手法の提案 ～左折交通の「実効スプリット」に着目して～

中園 翔¹・鳩山 紀一郎²・太田 恒平³

¹非会員 東京大学 大学院工学系研究科社会基盤学専攻 (〒113-8656 東京都文京区本郷7-3-1)

E-mail: nakazono@trip.t.u-tokyo.ac.jp

²正会員 東京大学講師 大学院工学系研究科社会基盤学専攻 (〒113-8656 東京都文京区本郷7-3-1)

E-mail: kii@civil.t.u-tokyo.ac.jp

³正会員 株式会社ナビタイムジャパン (〒107-0062 東京都港区南青山3-8-38 南青山東急ビル)

E-mail: kohei-ota@navitime.co.jp

現在、様々な信号パラメータの最適化手法が研究されているが、計画者側が事前検討で用いるのは単一交差点の評価手法に留まり交通管理者側の設計との間に乖離が存在する。本研究は隣接する複数交差点を対象に現示設計の実務的検討手法の提案を目的とする。まず、手法の根幹となる交通流モデルの現況再現性確認のため、プローブデータから得た遅れ時間の実績値と、モデルによる理論値を比較し、直進交通には有意差がないことを確認した。一方、歩行者により遮断を受ける左折交通には差が生じていたため、「実効スプリット」の概念を導入してこれを表現し、その実効性を確認した。そして、検証したモデルを用い、信号パラメータを変化させた際の遅れ時間を計算し、サイクル長の短縮効果などを確認したうえで、遅れ時間を評価指標として、複数交差点を対象とした信号現示設計手法を提案した。

Key Words : *signal control design, traffic flow model, neighboring intersections, effective split*

1. はじめに～求められる信号現示設計の実務手法のレベルアップ～

(1) 信号現示設計の現状

信号交差点において、信号制御パラメータを適切に設定することは交通渋滞・交通安全対策上有効であることは自明である。しかしながら、どのような設計手法が実務上有効なのかについては、未だ社会的合意に至っていない¹⁾。実際、信号パラメータの検討段階で広く計画者サイドに用いられており、ソフトウェアもされている「交通信号の手引き²⁾」は、単一の対象交差点における交通需要が交通容量を超えていないことを確認するものであるが、交通管理者にはあくまで参考情報として扱われることが多い。その理由は、交通管理者が実際に信号パラメータを設定する際、対象交差点に加えてその上下流の隣接交差点との相互作用を考慮した調整を要するが、既存の実務手法ではこれを検討できないためである。一方、この手法では、時代のニーズに合

わせた新しい信号現示方式（例えば二段階横断方式の導入など）を取り扱うことは困難であり、実際に進んではいけない。したがって、隣接する複数の交差点を対象に信号現示設計を検討でき、計画と交通管理者の調整をシームレスに結ぶ手法が実務的には必要であるといえることができる。

(2) プローブデータの普及による可視化時代の到来

また、近年、さまざまな事業者がプローブデータを収集しており、その蓄積が加速度的に進んでいる。これを活用することにより、図-1のような、道路の渋滞状況の可視化に加え、「それぞれの交差点においてどのような信号制御方法が理に適っているか」も可視化できる時代が到来している。もし、プローブデータを用いて、アルゴリズムにより最適な信号制御方法の提案を可視化することができれば、進まない計画者サイドの信号改善アイデアの実現をボトムアップから図ることもできる可能性が考えられる。



図-1 渋滞状況の可視化

(出典：NAVITIMEによる「信号交差点通過時間の分析」)

(3) 本研究の目的

本研究では、複数交差点を対象とした信号現示設計の実務的検討手法の開発を究極的な目的とし、そのために、

- ① 手法の根幹として用いる交通流モデルの現況再現性を検証すること
- ② 左折交通の現況再現性向上のために、左折交通が歩行者によって遮断される現象を、「実行スプリット」という概念を用いて交通流モデルに組み込むこと
- ③ 上下流の交差点や歩行者制約を加味した、実務的な現示設計検討手法を提案すること

を目的とする。現況再現性を確認する指標としては、本研究では遅れ時間を利用する。遅れ時間を評価指標として交差点制御の評価を行う場合、これまでに、種々のパラメータから遅れ時間を求めるモデルが開発されてきたが、遅れ時間自体を直接計測することが困難であり、そのモデルの検証が不十分であった。しかし、近年、AVIなどのITSセンシング技術を用いる³⁾ 他に、プローブカーから直接、各車両の遅れ時間を求めることが可能となったため、これを検証に使えるようになった。

(4) 本研究で扱う交通流モデルの位置づけ

これまでに開発された交通流シミュレータは、交通流を巨視的にとらえるものと、微視的にとらえるものに分けられる。

馬場ら (2005) によると、前者のシミュレータは、それぞれの車両についての計算を行わないため、比較的広域なネットワークにおいても高速な計算が可能であるが、各車両を個別に扱っていないため、属性が異なる車両の挙動を表現できないという問題がある。

一方、後者については、現在、追従モデルを用いた個々の車両挙動を計算するシミュレータが用いられており、属性が異なる車両の挙動を計算することが可能である。しかし、これらのシミュレータは、現実と同じく、個々の車両を前者に追従走行させるモデルであるため、

計算負荷が大きくなるという問題がある。したがって、個々の車両の追従挙動表現が必要である場合には適しているが、比較的狭い範囲にしか適用できない特徴がある⁵⁾。

また、中山 (2010) によると、一日の中で時々刻々と変化するネットワークフローを動的に扱う交通流シミュレーションが開発されているが、計算時間が多大となる問題のほかに、詳細な動的なOD交通量データの入手困難性が挙げられ⁶⁾、現実のネットワークに適用するには超えるべき障壁が未だに存在している。

本研究における検討対象区間は、複数の信号交差点間のリンクである。赤羽ら (2003) によると、一般道路における主なボトルネックは信号交差点であり、信号待ち行列は飽和密度の車列とみなすことができるので、密度の伝搬をあまり厳密に再現する必要はない⁷⁾。したがって、計算量の軽減が可能であるPoint-Queueモデルを用いて、信号現示設計方式の提案を行う。

また、モデルを現実のネットワークに適用するには、インプットデータの入手可能性が高いことが求められている。ゆえに、本研究では、必要最小限の断面交通量データさえ用意すれば、現実のネットワークにおいて実行可能な現示方式 (サイクル長、オフセット) の決定が可能となる提案手法について論じる。

2. リンク内平均遅れ時間算出モデルの概要

次に、本研究において分析で用いることにしたモデルについて説明する。

(1) 単一リンク内における平均遅れ時間の算出

本項では、Helbing and Mazlounian (2009) による単一リンク内における遅れ時間の算出方法の概要について説明する。単一リンク内の遅れ時間を算出する際に、以下の仮定をおく。

1. 車両はある一定の割合 A (流入交通流率) で到着するものとする
2. 車両は、待ち行列が存在する場合、飽和交通流率 S で出発し、待ち行列が存在しない場合は流入交通流率 A で出発するものとする
3. 車両は長さを持たない仮想的な点として考えるものとする
4. リンクを通過する車両の速度は v_0 ($=10\text{m/s}$) で一定とする

図-2に、単一のリンク内における1サイクルあたりの

車両の総遅れ時間 D を示す。

T_0 は l/v_0 で表される。したがって、時刻 t における交差点流入部の到着曲線は、 T_0 秒だけ前のリンク流入部の到着曲線に等しくなるため、その傾きは $A(t - T_0)$ となる。

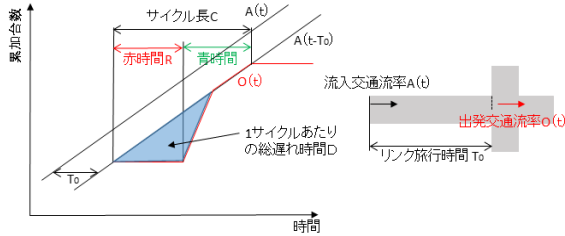


図-2 単一リンク内における1サイクルあたりの車両の総遅れ時間

また、時刻 t における交差点流出部の出発曲線の傾き $O(t)$ は、以下のように定義できる。

$$O(t) = \begin{cases} 0 & \text{(赤現示のとき)} \\ s & \text{(青現示かつ飽和時)} \\ A(t - T_0) & \text{(青現示かつ非飽和時)} \end{cases} \quad (1)$$

なお、時刻 t において、リンク内で待っている車両の台数 $Q(t)$ は

$$Q(t) = \int_{t_0}^t A(t - T_0) - O(t) dt' \quad (2)$$

で表される。

T 秒間の車両の総遅れ時間 TD は、リンク内で待っている車両の台数の時間積分で表されるため、

リンクの長さを l とすると、車両のリンク旅行時間

$$TD = \int_0^T Q(t) dt' \quad (3)$$

となる。

したがって、 T 秒間の車両の平均遅れ時間 AD は、総遅れ時間 TD を、当該リンクへの流入台数 $A \cdot T$ で除することにより得られ、

$$AD = \frac{\int_0^T Q(t) dt'}{A \cdot T} \quad (4)$$

で表される⁸⁾。

(2) 複数交差点群を対象とした平均遅れ時間の算出

Duong (2014) は、前節で説明した、遅れ時間の算出方法を拡張し、複数交差点群を対象とした平均遅れ時間の算出モデルを開発した⁹⁾。(以下、本研究では複数交差点モデルと呼ぶ。)

道路ネットワークにおける遅れ時間を算出するモデルは、他にもいくつか開発されているが、複数交差点モデルの特徴は、その簡便さにある。幾何ネットワーク情報交通量情報、信号制御情報の3つを入力するだけで、平均遅れ時間が算出でき、リアルタイム情報などの複雑なデータを必要としないものである。そのため計算負荷も大きくはない。以下に、複数交差点モデルの概要を示す。

表-1に、モデルに使用されている記号の一覧を示す。また、このモデルでは、車線変更の影響を避けるため、車両は、リンクに流入してから交差点流入部に到達するまでに、行きたい下流リンクに接続する車線に入っているものとする。

このような仮想的な車両の動きを図-3に示す。

表-1 複数交差点モデルに使用されている記号とその意味

記号	意味
$O_{i,d}(t)$	リンク i から下流リンク d へ出発する車両の流出交通流率
$O_i(t)$	リンク i から出発する全ての車両の流出交通流率
$\beta_{i,d}$	リンク i から下流リンク d への交通比率
$A_i(t)$	リンク i へ流入する全ての車両の流入交通流率
T_i	リンク i の旅行時間
$Q_i(t)$	リンク i における待ち車両の台数
Δt	1タイムステップの秒数
$f_d(t)$	下流リンク d の空き容量
s	飽和交通流率 (=0.5 台/s)
v	リンクを通過する車両の速度 (=10 m/s)
l_i	リンク i の距離
w_i	リンク i における車線数
l_{veh}	車両の平均長さ
D_i	リンク i における T 秒間の総遅れ時間

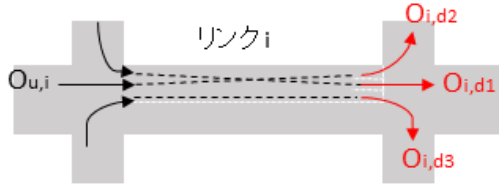


図-3 複数交差点モデルで考えられている仮想的な車両の動き

リンク i から下流リンク d へ出発する車両の流出交通流率 $O_{i,d}(t)$ は、現示が赤のときは、0 となるが、現示が青のときは、前節と同様に、飽和時とそうでない時に分けて考える必要がある。飽和時の流出交通流率は、

飽和交通流率に直進交通比を乗じた $\beta_{i,d} \cdot s$ となり、飽和していない時の流出交通流率は、 T_i 秒前の流入交通流率に直進交通比を乗じた $\beta_{i,d} \cdot A_i(t - T_i)$ と、わずかに捌け残った待ち車両（飽和しない程度）が直進で捌

ける割合 $\beta_{i,d} \cdot Q_i(t) / \Delta t$ を加えたものになる。さらに、

ネットワークにおいてはリンクが連続しているため、これらの流出交通が、下流リンク d の空き容量よりも小さくなっている必要がある。

したがって、現示が青のときの、車両の流出交通流率 $O_{i,d}(t)$ は

$$O_{i,d}(t) = \min \left\{ \frac{\beta_{i,d}}{\Delta t} [A_i(t - T_i)\Delta t + Q_i(t)], \frac{f_d(t)}{\Delta t}, \beta_{i,d}s \right\} \quad (5)$$

と表すことができる。

ここで、リンク i へ流入する全ての車両の流入交通流率 $A_i(t)$ は

$$A_i(t) = \sum_u O_{u,i}(t) \quad (6)$$

また、リンク i から出発する全ての車両の流出交通流率 $O_i(t)$ は

$$O_i(t) = \sum_d O_{i,d}(t) \quad (7)$$

である。

また、単位時間に、リンク i における待ち車両の台数は、出発曲線と T_i 秒前の到着曲線の傾きの差だけ増えていくので、

$$Q_i(t + \Delta t) = Q_i(t) + \Delta t [(A_i(t - T_i) - O_i(t))] \quad (8)$$

が成り立つ。

リンク i における T 秒間の車両の総遅れ時間 D_i は、前節と同様に、リンク内で待っている車両の台数の時間積分で表されるため、

$$D_i = \int_0^T Q_i(t') dt' \quad (9)$$

となる。

ネットワーク内における T 秒間の車両の総遅れ時間 D は、リンク内の遅れ時間の総和をとればよく、

$$D = \sum_i D_i \quad (10)$$

と表される。

したがって、 T 秒間の車両の平均遅れ時間 AD は、総遅れ時間 D を、リンクすべてにおける流入台数で除することにより得られ、

$$AD = \frac{D}{\sum_i \int_0^T A_i(t') dt'} \quad (11)$$

が成り立つ。

なお、時間の区切り方を 1 秒ごとにする（ $\Delta t = 1s$ ）と、(12)式は

$$D_i = \sum_{k=0}^T Q_i(t_0 + k) \quad (12)$$

(14)式は

$$AD = \frac{D}{\sum_i \sum_{k=0}^T A_i(t_0 + k)} \quad (13)$$

と表すことができ、計算が容易になる。

3. プローブカーデータを用いたモデルの検証

前章では本研究に用いる複数交差点モデルの概要について説明した。しかし、このモデルは、複数リンクをまたぐような実際の遅れ時間を計測することが困難であったために、現実の交通状況を正しく再現できているかどうかの確認が不十分であった。

本章では、近年、加速度的に蓄積が進んでいるプローブカーデータを用いて、遅れ時間の実績値を出すとともに、モデルにより計算された理論値との比較を行い、直進交通におけるモデルの現況再現性を確認した。

また、対象交差点の数を小さくした時においても、モデルの現況再現性が保たれていることを本章で示す。

(1) 検証対象区間

検証対象区間は、図4に示す通り、国道17号（白山通り）の板橋一丁目交差点～巣鴨一丁目交差点間にある5交差点間のリンクとした。



図-4 検証対象区間

(2) 使用データ

検証のために用いたデータは大きく「道路ネットワーク情報」「交通量情報」「信号制御情報」の3つに分けることができる。

a) 道路ネットワーク情報

道路ネットワーク情報とは、道路構造を表す情報のことを指す。具体的には、対象とするリンクの長さ、車線数、幅員、および、リンクどうしがどのようにつながっているかを表す情報のことで、DRM (デジタル道路地図) データやGoogle Map等により、入手することができる。

b) 交通量情報

使用した交通量情報は、ネットワーク内の任意の地点の1時間断面交通量、および、プローブカーデータから得られる、リンク旅行時間の実績値と、交差点における右左折直進交通比である。

断面交通量として、検証では、大日本コンサルタント株式会社により平成 26 年 8 月に実施された「放射第 9 号線 (Ⅲ期) 道路詳細修正設計調査」内の自動車類交通量調査における集計値を用いた。

なお、1時間断面交通量としては、オフピーク時間帯である 14 時～15 時の断面交通量を用いた。

また、本研究に用いたプローブカーデータはすべて、株式会社ナビタイムジャパンが運営するサービスにより取得されるデータ (リンク列データ) である。対象期間は、平成 27 年 8 月 20 日から平成 27 年 9 月 19 日まで、および平成 27 年 9 月 27 日から平成 27 年 10 月 26 日までの 2 ヶ月間とした。なお、平成 27 年 9 月 20 日から平成 27 年 9 月 26 日の間はシルバーウィークが挟まっていたため、除外した。

また、プローブカーデータから得られる右左折交通比は、NAVITIMEによる「信号交差点通過時間の分析」(図-5) 中に掲載されている実績値を基に算出した。



図-5 右左折直進交通比の実績値

c) 信号制御パラメータ情報

信号制御情報とは、交差点の交通信号制御のパラメータである、サイクル長、スプリットオフセットを指し、これらの情報を得るために、平成 27 年 12 月 8 日 (火) の 14 時～15 時にわたって、対象の 5 交差点において現地ビデオ調査を行った。その結果を表-2にまとめた。なお、得られた信号制御情報は、平日においては、時期によってパラメータが変わらないものと仮定して検証に使用した。

表-2 現地ビデオ調査から得られた信号制御情報

交差点名	サイク ル長	スプリッ ト (南北 方向)	オフセ ット
板橋一丁目	135 秒	0.54	10 秒
西巢鴨	135 秒	0.48	89 秒
西巢鴨三丁目	150 秒	0.49	97 秒
とげ抜き地蔵入口	150 秒	0.64	30 秒
巢鴨一丁目	150 秒	0.56	0 秒

注) オフセットは、巢鴨一丁目交差点を基準とする。

(3) 遅れ時間の算出方法

a) プローブカーデータからの算出

プローブカーデータの点列データから得られる情報は、非常に膨大な量であり、なおかつリンク旅行時間であるため、対象としているリンクのみを抽出し、さらに旅行時間を遅れ時間に直す必要がある。その手順を以下に示す。

- ① リンクマスターデータから、対象としているリンクのみを抽出する
- ② 対象区間である全リンクを直進で通過している車両のみを抽出する
- ③ それぞれの車両のプローブ情報に対して、全リンク通過時間のみを抽出する
- ④ 全リンク通過時間から、交差点がないと仮定した場合 ($v_0 = 10 \text{ m/s}$) に要する通過時間を引き、遅れ時間を算出する
- ⑤ 全リンクにおける遅れ時間の期待値や標準偏差を算出する

b) 複数交差点モデルからの算出

複数交差点モデルでは、平均遅れ時間の算出は容易であるが、個々の車両の挙動および遅れ時間を出すために、以下のようなデータ処理を行った。

- ① それぞれのリンクにおいて、1秒ごとに、累計流入

台数、待ち車両数、累計流出台数が分かる表-3 を出力する

表-3 リンク内における累計流入台数・待ち車両数
・累計流出台数

秒	累計流入台数	待ち車両数	累計流出台数
600	8.447652	0	2.342036
601	9.142652	0	2.342036
⋮	⋮	⋮	⋮
649	18.15662	3.30317	8.68807
650	18.23162	2.80317	9.18807

- ② 車両ごとに、何秒目にリンクに流入または流出したかを読み取り、その差をリンク通過時間とする
- ③ 車両ごとに、リンク通過時間の和をとり、全リンク通過時間とする
- ④ 全リンク通過時間から、交差点がないと仮定した場合 ($v_0 = 10 \text{ m/s}$) に要する通過時間を引き、遅れ時間を算出する
- ⑤ 全リンクにおける遅れ時間の期待値や標準偏差を算出する

(4) 検証結果

a) 5 交差点の場合

モデルの現況再現性を確認するため、モデルから算出された直進交通の遅れ時間の理論値を、プローブカーデータから得られた直進交通の遅れ時間の実績値と比較した。その際、交通量を方向別にわけ、北→南方向（郊外→都心）、南→北方向（都心→郊外）の各場合において、検証を行った。

図-6に、プローブカーデータから得られた、北→南方向の直進交通遅れ時間の実績値の、累積分布関数を示す。抽出台数は1,034台で、5 交差点間の直進交通遅れ時間の期待値は166.5秒、標準偏差は72.1となった。

同じく、図-6に、モデルから算出された理論値の、累積分布関数を示す。5 交差点間の直進交通遅れ時間の期待値は177.3秒、標準偏差は43.6となった。

なお、交通量は、1日の代表値として14時～15時の交通量である832台/時間と設定し、信号制御パラメータは現地ビデオ調査で得られた表-2のように設定した。

結果を比較すると、プローブから得られた実績値は、24時間のデータから抽出したため、遅れ時間が極端に短い場合や極端に長い場合が存在し、標準偏差が大きくなった。

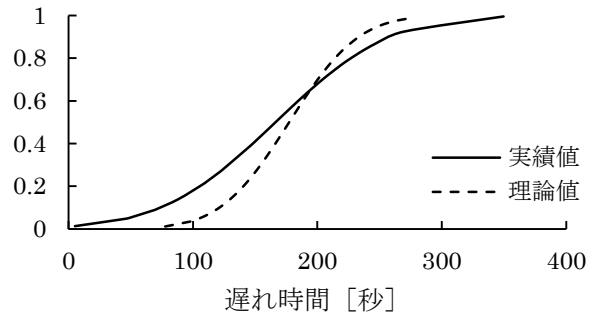


図-6 5 交差点間の直進交通遅れ時間の
実績値と理論値（北→南方向）

また、プローブとモデルで、遅れ時間の期待値に有意な差が存在するかを確かめるために、対応なし検定を実施した。その結果、 $t(1731)=-1.631, p>0.05$ となり、5%の有意水準で有意な差があるとは言えないことが分かった。したがって、モデルによる計算結果はおおむね現況を再現できていると言える。

図-7に、プローブカーデータから得られた、南→北方向の直進交通遅れ時間の実績値の、累積分布関数を示す。抽出台数は889台で、5 交差点間の直進交通遅れ時間の期待値は168.3秒、標準偏差は77.2となった。

同じく、図-7に、モデルから算出された理論値の、累積分布関数を示す。5 交差点間の直進交通遅れ時間の期待値は167.0秒、標準偏差は42.8となった。

なお、交通量は、1日の代表値として14時～15時の交通量である956台/時間と設定し、信号制御パラメータは表-2のように設定した。

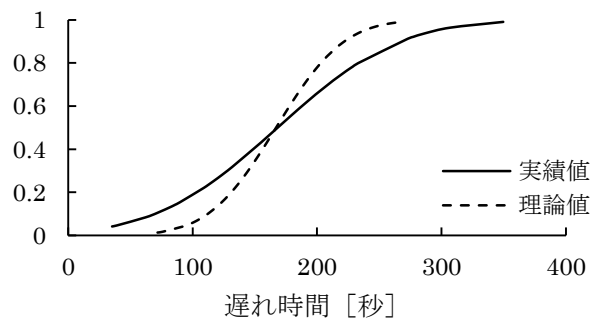


図-7 5 交差点間の直進交通遅れ時間の
実績値と理論値（南→北方向）

南→北方向の直進交通における平均遅れ時間について、対応なし検定を実施した結果、 $t(1355)=0.096, p>0.05$ となり、5%の有意水準で有意な差があるとは言えないことが分かった。これにより、モデルの現況再現性が確認することができた。

5 交差点での検証結果をまとめると、プローブとモデルでは、やや分布特性に違いが見られるが、それは真夜中にスピードを超過して走行していると見られる車両の影響や、ラッシュ時の混雑により何度も交差点で待たされている車両の影響だと考えられる。

また、平均遅れ時間については、t検定の結果、両方向ともに有意差が存在しなかった。この結果から、モデルは、5 交差点間の直進交通において、遅れ時間の現況を概ね再現できていると判断した。

b) 3 交差点の場合

前項では、5 交差点間のリンクを対象区間とし、モデルの現況再現性を確認した。本節では、対象区間を狭め、注目する交差点に、上流の交差点と下流の交差点を1つずつ加えた、3 交差点間のリンクを対象区間としても、モデルが現況を再現できていることを確認する。

なお、対象の3 交差点は、西巣鴨交差点、および、その上流と下流の、板橋一丁目交差点、西巣鴨三丁目交差点とした。

図-8に、プローブカーデータから得られた、北→南方向の直進交通遅れ時間の実績値の、累積分布関数を示す。抽出台数は1,121台で、3 交差点間の直進交通遅れ時間の期待値は41.1秒、標準偏差は30.3となった。

同じく、図-8に、モデルから算出された、理論値の、累積分布関数を示す。3 交差点間の直進交通遅れ時間の期待値は30.0秒、標準偏差は31.4となった。

なお、交通量は、1日の代表値として14時～15時の交通量である832台/時間と設定し、信号制御パラメータは現地ビデオ調査で得られた表-2のように設定した。

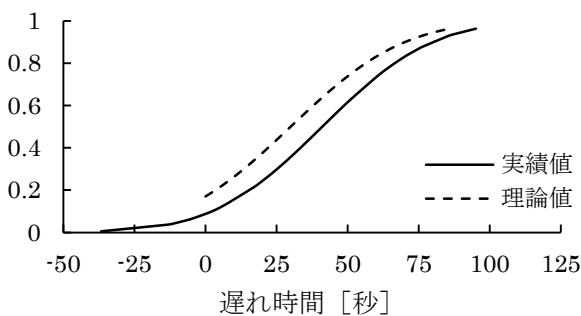


図-8 3 交差点間の直進交通遅れ時間の実績値と理論値 (北→南方向)

3 交差点間の直進交通遅れ時間の実績値と理論値の平均値について有意差の有無を確認するため、対応なしt検定を実施した。その結果、 $t(1575)=1.923$ 、 $p>0.05$ となり、5%の有意水準で有意な差があるとは言えないことが分かった。

また、プローブデータからの実績値を見ると、対象区

間の間に一度も信号につかまらず、平均時速36km以上で走っている車両が存在し、遅れ時間が負の値になるケースがあった。そのような車両の割合は約11.7%であった。一方、モデルから得られた理論値では、一度も信号につかまらなかった車両の遅れ時間は0秒で表現され、そのような車両の割合は約17.0%であった。

以上の結果を鑑み、モデルによる計算結果はおおむね北→南方向交通の現況を再現できているとした。

図-9に、プローブカーデータから得られた、南→北方向の直進交通遅れ時間の実績値の、累積分布関数を示す。抽出台数は924台で、5 交差点間の直進交通遅れ時間の期待値は36.2秒、標準偏差は36.9となった。

同じく、図-9に、モデルから算出された、理論値の、累積分布関数を示す。5 交差点間の直進交通遅れ時間の期待値は37.7秒、標準偏差は30.3となった。

なお、交通量は、1日の代表値として14時～15時の交通量である956台/時間と設定し、信号制御パラメータは同様に設定した。

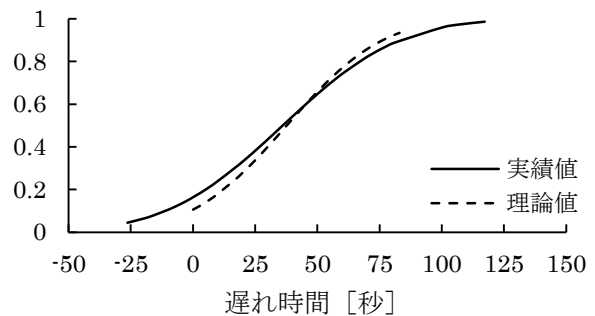


図-9 3 交差点間の直進交通遅れ時間の実績値と理論値 (南→北方向)

南→北方向の直進交通における平均遅れ時間について、対応なしt検定を実施した結果、 $t(1767)=-0.229$ 、 $p>0.05$ となり、5%の有意水準で有意な差があるとは言えないことが分かった。

また、実績値において、一度も信号待ちをしなかった車両の割合は約15.5%、理論値において、一度も信号待ちをしなかった車両の割合は約11.3%となった。

これらの結果により、モデルの現況再現性が確認することができた。

3 交差点での検証結果をまとめると、平均遅れ時間について、対応なしt検定を実施した結果、両方向ともに有意差が存在しなかった。また、一度も信号待ちをしなかった車両の割合についても、モデルによって、表現ができていた。この結果から、モデルは、3 交差点間の直進交通において、遅れ時間の現況を概ね再現できていると判断した。

表-4 直進交通の検証結果

対象交通	実績値		理論値		t 値
	車両数	平均遅れ時間	車両数	平均遅れ時間	
5 交差点 北→南	1,034	166.5	832	177.3	-1.631
5 交差点 南→北	889	168.3	956	167.0	0.096
3 交差点 北→南	1,121	41.1	832	30.0	1.923
3 交差点 南→北	924	36.2	956	37.7	-0.229

※ t 値の絶対値が 1.960 以下ならば 2 標本の平均値に有意差があるとは言えない

(5) 小括

前節で得られた検証結果を表-4にまとめた。

本章では、まず、5 交差点間のリンクにおいて、モデルが直進交通の遅れ時間の現況を再現できていることを確認した後、3 交差点間のリンクにおいても、モデルの現況再現性が保たれていることを説明した。

この検証結果から、交差点設計においてこのモデルを適用する際、対象となる交差点を中心とし、上流と下流の交差点を 1 つずつ含めた、計 3 交差点を検討範囲にすれば十分であることがわかった。ゆえに、新たな現示方式を導入した場合の、複数リンク間の遅れ時間が、このモデルによって計算でき、その計算量も大きくならないということが示された。

次章では、直進交通とは大きく挙動が異なる左折交通の遅れ時間について検討する。

4. 実行スプリットを用いた左折交通の取り扱い

前章では、複数交差点モデルを用いて直進交通の遅れ時間を算出した。しかし、左折交通は、交差点形状から定まる轉向半径に応じて走行速度が低下することのほかに、交錯する横断歩行者による遮断を受けるため、直進交通とは異なる扱いをする必要がある。

本章では、特に、横断歩行者によって停止させられる左折交通をモデルで表現し、サイクルあたりの歩行者交通量に応じて、実際に左折交通が捌けている青時間を求める。

(1) 「実効スプリット」の導入

左折交通は、交錯する横断歩行者による遮断を受けるため、現示が青であっても、実際には捌けていないという状態が起こりうる。この状況を加味した遅れ時間をモデルで算出するために、モデルの入力条件の 1 つである、信号制御情報に、「実効スプリット」という仮想的な情報を導入する。図-10は、「実効スプリット」の概念図を表したものである。

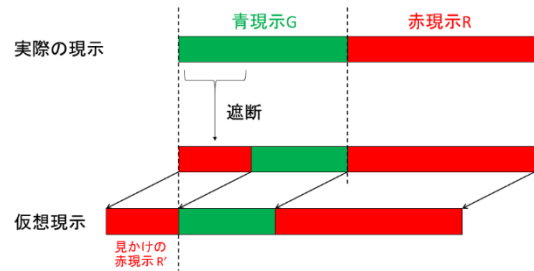


図-10 「実効スプリット」の概念図

スプリット (青時間比) とは、1 サイクルの時間のうち、各現示に割り当てられる時間配分のことであり、主方向と従方向の交通容量によって定まる。スプリットは主に青時間をサイクル長で除したパーセント表示で表される。「実効スプリット」とは、青現示時間の何割かが横断歩行者によって交通の遮断が生じていると考え、その時間を実効赤現示としたときの、各現示に割り当てられる時間配分のことを指す。

ゆえに、「実効スプリット」は以下のようにして考えることができる。

実際の青現示スプリットを g とし、サイクル長を C とすると、実際の青時間は $G = gC$ で表される。ここで、横断歩行者により、左折交通が R' 秒だけ停止させられているとすると、実効青時間は $gC - R'$ 秒となる。したがって「実効スプリット g' 」について

$$g' = \frac{gC - R'}{C} \tag{14}$$

という式が成り立つ。

ただし、実効青時間が確保されていなければならないため、サイクル長が $C > R'/g$ で表される範囲でのみ、

「実効スプリット」は導入できる。

また、オフセットの基準は青時間の開始時刻となっている。ゆえに、青時間の開始時刻をそろえなければならないため、実効赤時間である R' 秒だけオフセットをずらして入力する必要が生じる。

(2) 歩行者交通が多いケース

a) 西巢鴨交差点の現況

図-11に、対象とする西巢鴨交差点に入る国道17号の自動車交通の様子を示す。西巢鴨交差点は国道17号と国道122号（明治通り）が交錯する部分に位置し、都内でも有数の、一日の交通量が非常に多い交差点となっている。

図の正面は南（都心方向）を向いている。直進交通や右折交通に比べ、左折交通の待ち車両が非常に多いことが分かる。

この現象の主な要因として、横断歩行者による左折交通の遮断が考えられる。前章で述べた現地ビデオ調査の結果、15時台で、1サイクルあたりの歩行者数（往復合計）は、36人であり、この歩行者交通量は『改正 平面交差の計画と設計 基礎編 第2版』（交通工学研究会）によれば、歩行者交通量が多い場合に分類できる。また、付近には学校が存在するため、通勤ラッシュ時や帰宅ラッシュ時には、より一層、左折交通の遮断が強まると言える。



図-11 西巢鴨交差点の左折交通の様子
(出典：「Google Map」)

図-12は、プローブカーデータの分析によって得られた、西巢鴨交差点に、北（郊外）から流入した左折交通の通過台数と遅れ時間の関係を表したものである。通過台数の百分率を縦軸に、遅れ時間を横軸にとった。なお、左折交通の通過台数の総数は211台であった。

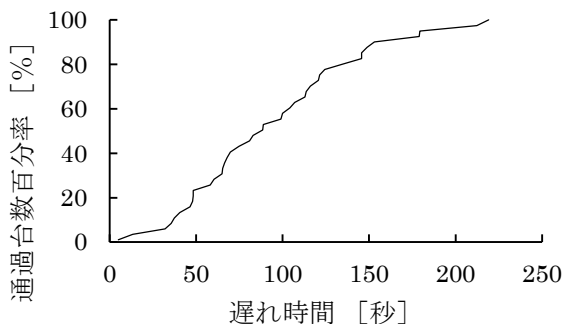


図-12 西巢鴨交差点における左折交通の遅れ時間加積曲線（実績値）

この図から、遅れ時間が1サイクル（135秒）以内で済んだ車両の割合が約8割程度であることが読み取れる。また、遅れ時間（実績値）の期待値は94.2秒であり、中央値は88.4秒、四分位点間距離は63.3秒であることが分かった。

以上が、歩行者が多いケースの対象交差点とした西巢鴨交差点における左折交通の現況である。次項以降では、この現象を第4章で用いたモデルを使って表現し、青現示の秒数に対する、横断歩行者によって左折交通が遮断されていない秒数の割合について検討する。

b) 計算結果

西巢鴨交差点においては、スプリットが0.48、サイクル長が135秒であるので、「実効スプリット」は

$$g' = \frac{64.8 - R'}{135} \quad (15)$$

となる。

この値をモデルの入力条件とし、左折交通のみを流して、計算すると、横断歩行者による交通の遮断を加味した遅れ時間を算出できると考えられる。前項の(15)式より、左折交通が停止させられている時間であるR'秒が定まれば、「実効スプリット」が計算でき、左折交通の遅れ時間が計算できる。

横断歩行者の歩行速度としては、通常的设计値として1[秒/m]が用いられることが多く、西巢鴨交差点における横断歩道の長さは27mであるため、歩行者が横断歩道を渡りきるには最低でも27秒かかる。

R' = 27秒として、計算した左折交通の遅れ時間加積曲線を図-13に示す。

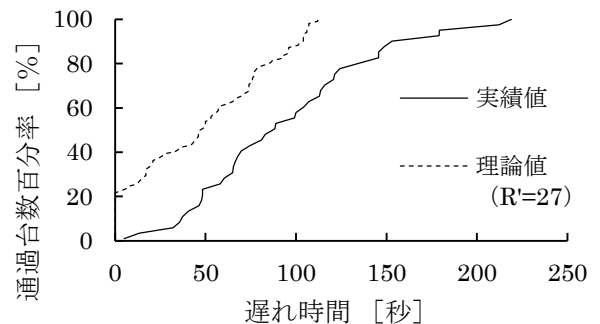


図-13 左折交通遅れ時間の実績値と理論値の比較

R' = 27秒の場合、遅れ時間が1サイクル（135秒）以内で済んだ車両は、全ての車両という結果になった。また、遅れ時間（実績値）の期待値は47.6秒であり、中央値は47秒、四分位点間距離は67.5秒であることが読み取れる。

ゆえに、このケースでは実績値との乖離が大きく、現況が再現できていないと判断した。西巢鴨交差点のような、歩行者が多い交差点では、歩行者が横断歩道を渡り

きるための最低限の秒数だけ、左折交通が遮断されると考えることは妥当ではないということがわかった。したがって、実際には 27 秒より長い時間だけ、左折交通が遮断されていると言える。

この結果を受け、 R' の秒数を長くして計算を実施したところ、 $R' = 60$ 秒において、実績値と整合的な結果が得られた。その結果の、左折交通の遅れ時間加積曲線を図-14 に示す。

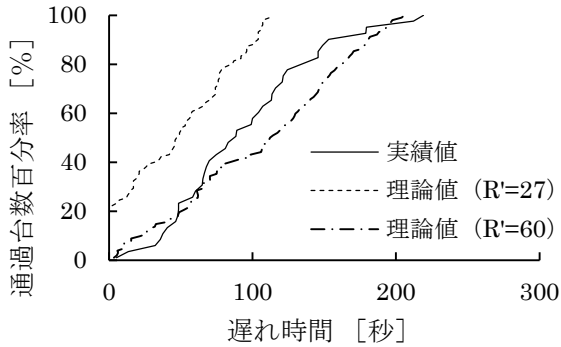


図-14 左折交通遅れ時間の実績値と理論値 ($R=60$) の比較

$R' = 60$ 秒の場合、遅れ時間が 1 サイクル (135 秒) 以内で済んだ車両は約 3 分の 2 であった。また、遅れ時間 (実績値) の期待値は 107.0 秒であり、中央値は 111 秒、四分位点間距離は 90 秒であることが読み取れる。

ゆえに、このケースでは実績値との乖離は小さく、現況が再現できていると判断した。したがって、西巣鴨交差点では、1 日の平均で、左折交通が 60 秒近く停止させられていることがわかる。言い換えると、左折交通は青時間から 5 秒引いた秒数だけ、交錯する横断歩行者による遮断を受けていた。

以上の結果から、1 サイクルあたりの歩行者交通量 (往復合計) が 35 人を超えるような、歩行者数の多い交差点では、(青時間 - 5) 秒だけ、左折交通が遮断を受けることが示された。

(3) 歩行者交通量が中程度のケース

a) とげ抜き地蔵入口交差点の現況

次に、歩行者が中程度のケースとして、とげ抜き地蔵入口交差点において、北→南方向に進む車両が左折した場合の遅れ時間について検討した。

1 サイクルあたりに交錯する歩行者数 (往復合計) は、前述した現地ビデオ調査の結果、14 時台で、15 人であった。

図-15 は、プローブカーデータの分析によって得られた、とげ抜き地蔵入口交差点に、北から流入した左折交通の通過台数と遅れ時間の関係を表したものである。なお、左折交通の通過台数の総数は 39 台であった。

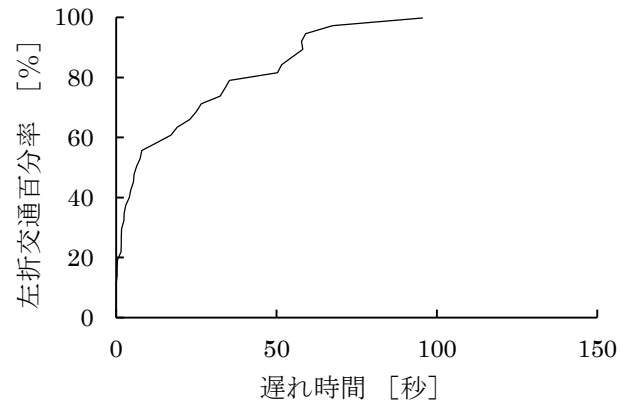


図-15 とげ抜き地蔵入口交差点における左折交通の遅れ時間加積曲線 (実績値)

分析の結果、遅れ時間 (実績値) の期待値は 19.9 秒であり、遅れ時間が 10 秒未満の車両の百分率は 56.4% であることが分かった。

b) 計算結果

前節で示した現況を再現するために、左折交通が停止させられている時間である R' 秒の数値として、 $R' = 0$ 秒 (横断歩行者による遮断がほとんどないとする場合) と $R' = 13$ 秒 (横断歩行者の歩行速度として、1 [秒/m] を用いた場合) について、モデルを適用し、左折する車両の遅れ時間の分布を調べた。その結果の、左折交通の遅れ時間加積曲線を図-16 に示す。

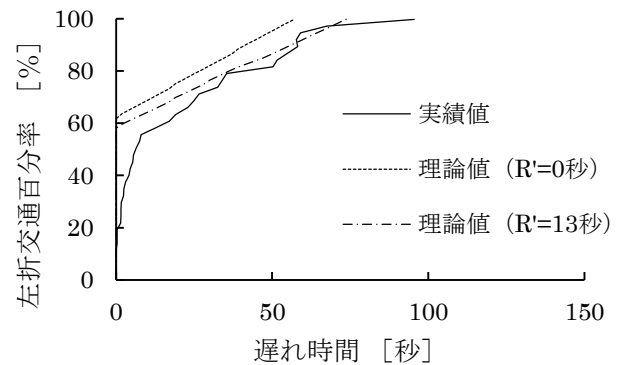


図-16 とげぬき地蔵入口交差点における左折交通遅れ時間の実績値と理論値の比較

モデルを適用した場合、加積曲線が直線的になるという結果が得られた。この理由としては、対象とした自動車交通量が 1 時間あたり 60 台と、非常に少なかったため、自動車が流入する分布として仮定した一様分布の影響を受けたことが考えられる。

$R' = 0$ 秒で計算した理論値では、実績値との間のずれが大きかったが、 $R' = 13$ 秒で計算した結果、改善が見られた。 $R' = 13$ 秒で計算した場合の、遅れ時間

(実績値)の期待値は 15.6 秒であり、遅れ時間が 10 秒未満の車両の百分率は 63.3%であることが分かった。

ゆえに、 $R' = 13$ 秒で計算したケースでは実績値との乖離は小さく、現況が再現できていると判断した。したがって、とげ抜き地蔵入口交差点では、1 日の平均で、左折交通が 13 秒ほど停止させられていることがわかる。

以上の結果から、1 サイクルあたりの歩行者交通量(往復合計)が15人ほどの、歩行者数が中程度の交差点では、歩行者が横断にかかる最低限の秒数だけ、左折交通が遮断を受けることが示された。

(4) 歩行者交通量が少ないケース

1 サイクルあたりの歩行者交通量(往復合計)が5人程度の、交錯する歩行者が少ない場合、左折交通はほぼ遮断を受けず、左折時の走行速度が低下する影響のみを考慮すれば良いと考えられる。したがって、「実効スプリット」の概念の導入は必要なく、前章で検証した直進交通とほぼ同じ割合で捌けるものとして考える。

(5) 小括

以上までの検討により、モデルに、「実効スプリット」という概念を導入することで、直進交通とは異なる挙動を示す左折交通の表現が可能になった。

また、1 サイクルあたりの歩行者交通量(往復合計)と、左折交通が青時間のうちに遮断を受けている秒数の割合との間に、図-17 に示したような関係があることが分かった。

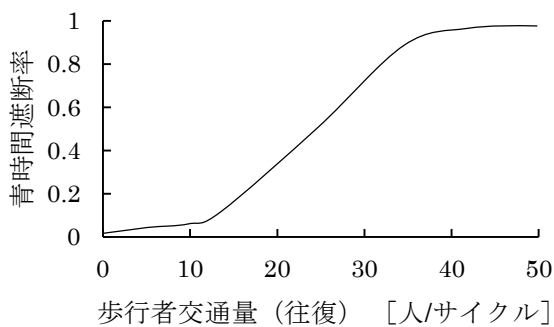


図-17 歩行者交通量と青時間遮断率との関係

歩行者が少ない場合は、ほとんど左折交通は遮断を受けず、歩行者が多い場合は、歩行者交通量が 35 [人/サイクル] を超えると、青時間の 9 割で横断歩行者による遮断が生じていることが読み取れる。

今後は、歩行者交通量が 20~30 [人/サイクル] の青時間遮断率についても、プローブデータから得た実績値との比較を行う必要があると考える。

5. 上下流の交差点を考慮した現示方式設計手法の提案

本章では、現況の再現性が確認できたモデルを用い、上下流の交差点を含めて、サイクル長やオフセットを変化させた際の遅れ時間の変化を計算し、遅れ時間を評価指標とした現示設計方式を提案する。

また、現示方式の変更だけでなく、欧米で取り入れられている二段階横断方式などの、新たな交差点設計方式を導入した場合についても検討を行う。

(1) サイクル長と平均遅れ時間の関係

a) サイクル長と直進交通遅れ時間の関係

前章までに、モデルを用いて、直進交通や左折交通の遅れ時間の現況が再現できることを示した。現況再現性の確認をした際は、信号制御情報として、表-4に示したような現状のサイクル長やオフセットを入力したが、本節では、これらの情報を可変とした場合に、遅れ時間がどのように変化するかを示す。

対象交差点は、西巣鴨交差点を中心とし、その上流および下流の、板橋一丁目交差点、西巣鴨三丁目交差点を含めた 3 交差点とした。

なお、オフセットについては、それぞれのサイクル長ごとに最適化を行う必要がある。しかし、主道路の交通量が両方向で等しいとみなせる場合は、主道路の両方向に対して対等なオフセット(平等オフセット)、すなわち 0% (同時式) または 50% (交互式) オフセットを採用すればよい。ため、表-5に示したようなオフセットの 4 パターンから、最も遅れ時間が最小となるオフセットを選択した。ただし、オフセットの基準は板橋一丁目交差点の青時間開始時刻とした。

表-5 考慮したオフセットパターン

交差点名	パターン 1	パターン 2	パターン 3	パターン 4
板橋一丁目交差点	0%	0%	0%	0%
西巣鴨交差点	0%	50%	0%	50%
西巣鴨三丁目交差点	0%	0%	50%	50%

図-18に、西巣鴨交差点におけるサイクル長と直進交通の遅れ時間との関係を示す。

なお、交通量は前々章で示した交通量調査から、北→南方向は832 [台/時間]，南→北方向は956 [台/時間]とした。

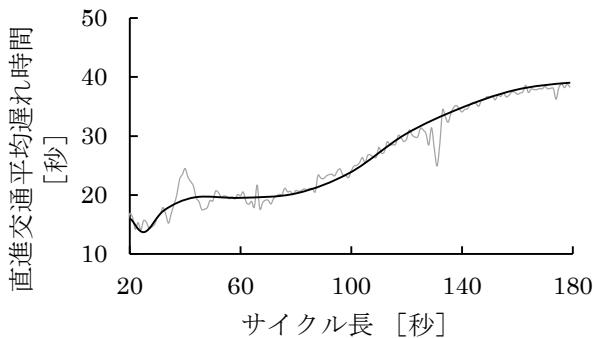


図-18 西巣鴨交差点におけるサイクル長と直進交通遅れ時間との関係

この図から、遅れ時間に対するサイクル長の短縮効果が読み取れる。サイクル長が短くなるほど、遅れ時間の平均値が小さくなるのは従来の理論通りであるが、80秒よりもサイクル長を短くしたとしても、それほど効果がないことが示された。

b) サイクル長と左折交通遅れ時間の関係

サイクル長を可変とした際の、左折交通の平均遅れ時間の変化を図-19に示す。

なお、オフセットは、左折交通量よりも直進交通量の方が多いため、直進交通の遅れ時間が最小となるオフセットパターンを選択した。

また、スプリットは、西巣鴨交差点においては、歩行者交通量が非常に多いため、前章で述べた「実効スプリット」を使用した。

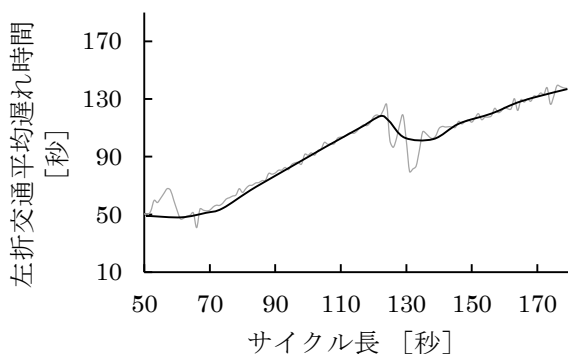


図-19 西巣鴨交差点におけるサイクル長と直進交通遅れ時間との関係

図-19を見ると、直進交通からオフセットを選択しているため、単調増加の関係にはならなかったが、基本的にはサイクル長が長いほど、左折交通の平均遅れ時間は大きくなることが分かった。

また、サイクル長が120秒より短い部分に注目すると、サイクル長に対する遅れ時間の変化率が、直進交通より左折交通の方が大きいということが読み取れた。したがって、サイクル長を短くすることは、左折交通と横断歩行者の錯綜の影響が大きい場合にも有効であることが示された。

(2) 歩行者横断時間の制約を考慮したサイクル長決定手法の提案

前節において、直進交通や左折交通の両方において、サイクル長を短くすると、平均遅れ時間が小さくなることを示した。サイクル長が長いほど、平均遅れ時間が大きくなるだけでなく、待っている人の苛立ちが生じるため、前提としてサイクル長は短くするべきものである。

仮に、西巣鴨交差点における直進交通の平均遅れ時間を、現状より15%短くするならば、図-23より、サイクル長は110秒ほどまで短縮する必要がある。また、その際、左折交通の遅れ時間も現状と比べて非悪化である必要がある。

しかし、サイクル長は際限なく短くできる訳ではなく、横断歩行者による制約を受ける。青開始時に横断を開始した歩行者が渡りきれだけの時間だけでなく、歩行者青点滅時間を確保した上で、右左折車を捌くためにも時間も必要となる。

『改正 平面交差の計画と設計 基礎編 第2版』（交通工学研究会）によると、横断歩行者現示時間の最小値は、横断距離 L を歩行速度 1 [m/秒] で割って求められ、歩行者青点滅時間は、歩行速度を 1.5 [m/秒] とし、歩行者が歩道端から歩行し始めて横断完了するまでの時間と等しい。（ただし、点滅時間が長すぎると歩行者がこの表示を無視して車道に入る可能性が高まるので、上限値として 10 秒程度が用いられる。）また、右左折車を捌くための時間 t は、一般に $1\sim5$ 秒とる必要がある。

これらの和により、最低限確保すべき青時間が得られ、これをスプリット g で除することで、最低限確保すべきサイクル長の値が導出できる。したがって、

$$C \geq \frac{L + L/1.5 + t}{g} \quad (16)$$

が成り立つ。西巣鴨交差点においては、横断距離は $L=27$ m、右左折車を捌くための時間は、左折交通が多い交差点であるため、 $t=5$ 秒とすると、式 (16) より最低限確保すべきサイクル長は 91.7 秒と計算できる。

歩行者制約を考慮したサイクル長のとり得る範囲

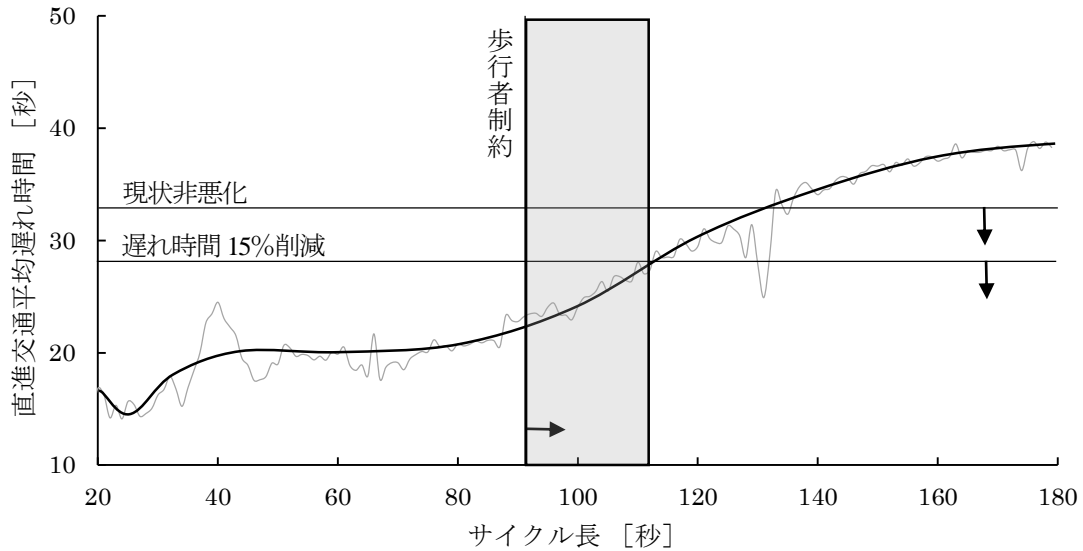


図-20 歩行者横断時間の制約を考慮したサイクル長のとり得る範囲

したがって、歩行者制約を考慮したサイクル長のとり得る範囲は図-20のようになる。

西巣鴨交差点において、遅れ時間を15%以上減少しようとするならば、歩行者制約を加味すると、サイクル長は90～110秒であるという結果が得られた。

この図は、前述したように、DRMから得られる「幾何ネットワーク情報」、主方向と従方向の交通容量によって定まるスプリット、および、断面交通量が分かれば作成できる。したがって、断面交通量さえ把握できれば、歩行者制約を考慮したサイクル長が検討できる。

また、左折交通が現状非悪化であることの確認には、図の作成に歩行者交通量も必要であるため、1サイクルあたりの歩行者交通量も把握する必要がある。

(3) 新たな交差点設計方式の導入検討

～二段階横断方式を例に～

本節では、新たな交差点設計方式を導入した場合に、モデルによりどのような検討が可能かについて論じる。ここでは、新たな交差点設計方式として二段階横断方式を例にとる。

二段階横断方式とは、横断歩道に中央帯を設置し、その前後で歩行者の信号現示を分割する方式である。鳩山¹⁰⁾によると、二段階横断方式のメリットとして次のようなことが挙げられる。

- ① 歩行者が中央帯で待てるため、歩くのが遅い歩行者も安心して横断ができる
- ② 歩行者現示時間が短縮できるため、サイクル長を短くできる
- ③ 自動車に右折矢が出ている間は、車両が通行しない

区間に対して歩行者現示を与えることが可能である

メリット②について、歩行者現示時間は、前節で述べたように、横断に要する最低限の時間、歩行者青点滅時間、ならびに、右左折車を捌くための時間の和で与えられるが、二段階横断方式を導入すると、歩行者青点滅時間は、歩行者が歩道端から歩行し始めて中央帯に到達するまでの時間分だけで良くなる。したがって、歩行者現示時間は、 $L/3$ 秒だけ短縮することができ、サイクル長

に直すと、スプリットで割った $L/3g$ 秒だけ短縮することが可能になる。そこで、本研究で用いたモデルを利用すると、サイクル短縮による、直進交通遅れ時間に対する効果が測定できるとともに、図-25 中の歩行者制約が緩和されるため、設計可能なサイクル長の範囲が広がることが分かる。

メリット③については、図-21 を用いて説明する。自動車に右折矢が出ている間（図-21 左）は、車両が通行しない区間に対して歩行者現示を与えることができ、交差点に対して時計回りの歩行者については中央帯まで進むことが出来る。その後、自動車に直進矢と左折矢が出ると（図-21 右）、歩行者交通量が多くない場合、青時間開始時点から、反時計回りの歩行者が中央帯まで進むまでは左折交通が捌けるようになる。したがって、前章で述べた、実効赤現示 R' の値が小さくなり、「実効スプリット」は増加する。ここで、モデルを利用すると、「実効スプリット」の増加による、左折交通遅れ時間に対する効果が測定できる。

まとめると、二段階横断方式という新たな交差点設計方式を導入した際も、直進交通ならびに左折交通の遅れ

時間に対する効果が測定可能となった。

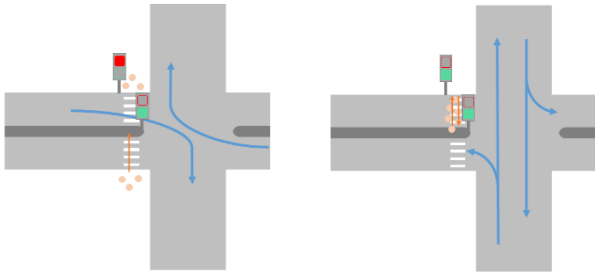


図-21 二段階横断方式導入による左折交通への影響
(歩行者交通量が多くない場合)

歩行者先出し方式など、その他の交差点設計方式についても、サイクル長の増減や「実効スプリット」の増減により、直進交通ならびに左折交通の遅れ時間に対する効果が測定可能である。

(4) 上下流の交差点を考慮した現示方式設計手法の提案

本研究で用いたモデルの強みは、仮想的な現示方式を採用したときに、上下流の交差点を含めた平均遅れ時間の値が算出できるという点にある。したがって、交差点の信号制御を見直す際、必要なインプットデータさえ揃えることができれば、実行可能な新たな現示方式を提案することが可能である。

図-22 に、上下流の交差点を考慮した現示方式決定のフレームワークを示す。道路構造データは DRM データを用いることができ、右左折直進交通比は、プローブデータの分析、あるいは NAVITIME による「信号交差点通過時間の分析」から入手することが出来るため、用意しなければならないインプットデータは、断面交通量と歩行者交通量のみとなる。

3 章で検証した直進交通の遅れ時間、4 章で説明した左折交通の遅れ時間の算出方法を適用することで、サイクル長と平均遅れ時間の関係、それに応じた最適オフセットパターンが出力でき、5 章で論じた歩行者制約を加味することで、実行可能な現示方式（サイクル長、オフセット）が示される。

新たな現示方式を決定する際だけでなく、このモデルは現在の信号現示方式を評価する際にも利用できる。サイクル長を少し短くしたときやオフセットを変えた場合に、直進交通の平均遅れ時間が劇的に改善されるならば、現在の信号現示方式は変えるべきである。逆にサイクル長を少し短くしたときやオフセットを変えたとしても、ほとんど直進交通の平均遅れ時間が改善されないならば、現在の信号現示方式の妥当性が確認できる。

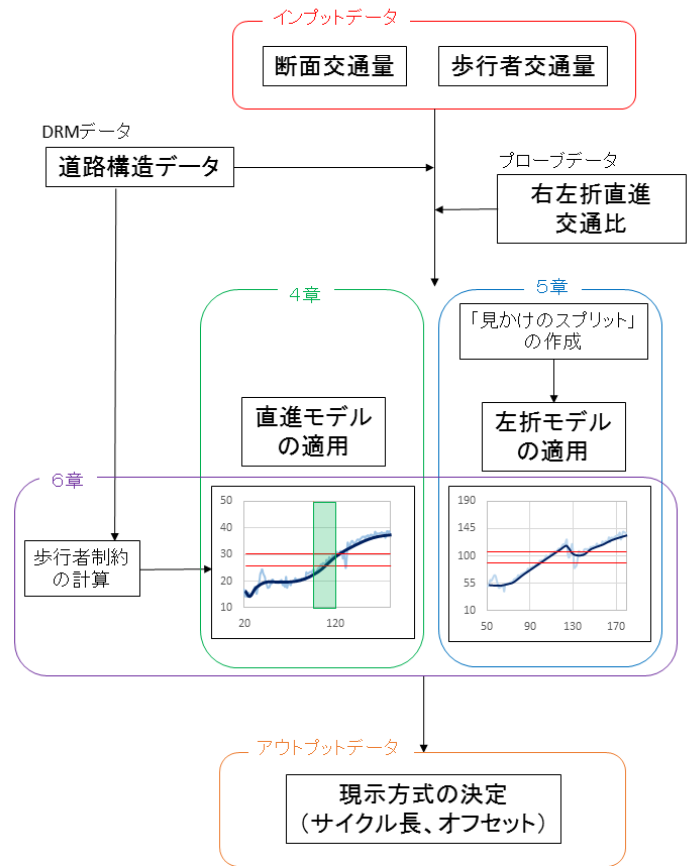


図-22 上下流の交差点を考慮した
現示方式決定のフレームワーク

また、左折交通の遅れ時間だけが大きくなって、左折交通のみに負担をかけていないかなど、交通の捌け方のバランスの良さについても評価可能である。

(5) 西巣鴨交差点における施策効果の試算

前項で示した新たな現示方式設計手法を用い、西巣鴨交差点における混雑緩和のための、施策について試算を行った。

サイクル長を仮想的に短くした場合の遅れ時間の変化や、慢性的な渋滞が生じている左折車のために左折専用現示を導入した場合の遅れ時間の変化を計算した。なお、左折専用現示の時間は、サイクル長からロスタイムを減じた時間を、交通量比によって配分した。

その結果を表-6に示す。

まず、左折専用現示を導入せずに、サイクル長だけ短縮したとすると、直進交通遅れ時間、左折交通遅れ時間、歩行者最大待ち時間は減少するものの、横断確保時間が短くなった。したがって、サイクル長を短縮する場合は、歩行者側のモニタリングが不可欠である。

左折専用現示を導入した場合は、左折交通の遮断がなくなり、左折交通の遅れ時間に大幅な改善が見られた。

表-6 西巣鴨交差点における施策効果の試算

サイクル長	160	135	105	105	90
左折専用現示(歩車分離)	あり	あり	なし	あり	なし
①直進交通遅れ時間	15%増	9%増	21%減	12%減	30%減
②左折交通遅れ時間	64%減	66%減	7%減	72%減	24%減
③総遅れ時間	15%減	19%減	16%減	35%減	28%減
④二酸化炭素排出量	6%減	7%減	7%減	16%減	13%減
⑤歩行者最大待ち時間	26%増	6%増	23%減	18%減	34%減
⑥横断確保時間 (最低27秒、現状39秒)	39秒	34秒	31秒	27秒	27秒

しかし、歩行者の待ち時間や直進交通の遅れ時間が大きくなるという、直感に合う試算結果が得られた。車両全体の総遅れ時間は減少傾向にあるので、西巣鴨交差点では左折交通をどう捌くかが最も重要な事項であると言える。

4章で述べたように、西巣鴨交差点の左折交通は、1サイクルあたり5秒程度しか捌けていない状況である。したがって、サイクル長を短縮せずとも、横断確保時間を数秒減らし、左折交通が全く遮断を受けない時間を確保すれば、総遅れ時間を減らすことが出来るはずであり、信号制御の大きな改善余地が残されている。

6. 結論

(1) 本研究により得られた成果

本研究では、近年、広く活用が進んでいるプローブデータを基に、複数交差点を対象とした信号現示設計の実務的検討手法の開発を試みた。本節では、本研究で得られた成果を、章ごとに記述する。

第3章では、これまで計測が不可能であった複数リンク間における遅れ時間をプローブデータによって算出し、国道17号の5交差点間を対象として、プローブデータから抽出した遅れ時間の実績値と、モデルによって計算した遅れ時間の理論値との間に有意差がないことを示した。

次に、対象交差点数を小さくした場合でも、遅れ時間の理論値と実績値の間に有意差がないことを示し、ある交差点の信号現示を評価する際、上流と下流の交差点を1つつ含めて検討すれば、十分であることが示唆として得られた。

第4章では、モデルでの表現が困難であった、交錯する横断歩行者による左折交通の遮断を、「実効スプリット」という概念を導入することで、モデルを用いて再現することが可能となった。また、プローブデータから得られた実績値と、有意差がない理論値を算出することが出来た。さらに、1サイクルあたりの歩行者交通量別（往復合計）に、左折交通が遮断を受けている秒数を推測し、横断歩行者数と青時間遮断率の関係を明らかにした。

第5章では、現況の再現性が確認できたモデルを用い、上下流の交差点を含めて、サイクル長やオフセットを変化させた際の遅れ時間を計算し、直進交通と左折交通のそれぞれにおいて、最適オフセット下のサイクル長と遅れ時間の関係を明らかにした。次に、横断歩行者による制約を考慮し、実現可能なサイクル長の範囲を示した。そして、上下流の交差点を考慮した現示方式決定のフレームワークを提案し、断面交通量と歩行者交通量が分かれば、新たな現示方式を決定できることを示し、西巣鴨交差点におけるサイクル長の短縮や左折専用現示の有無によって、遅れ時間がどのように変わるかの試算を行った。

本研究には次節に述べる課題が存在するが、本研究で提案した現時設計手法をもとに、「それぞれの交差点においてどのような信号制御方法が理に適っているか、または信号制御の改善余地が存在するか」ということを可視化することが可能になる。その結果、容易に、全国各地における車両の遅れ時間を短縮できると考えられる。

(2) 今後の課題

今後の課題として、大きく以下の2点が挙げられる。

・適用事例の少なさについて

本研究では、主に西巣鴨交差点の周辺でのみ、複数交差点モデルを適用し、現況再現性の確認を行ったが、本来は、いくつかの他の幹線道路における交差点においても、同様の確認を行い、モデルの信頼性を高めるべきである。

・右折交通について

本研究では、直進交通と左折交通について、プローブカーデータと複数交差点モデルから得られる遅れ時間の比較を行った。右折交通は、右折専用現示がない場合、対向直進車により遮断を受けるため、左折交通ほどではないが、直進交通とは異なる遅れ時間の特性を示す。したがって、右折交通と遅れ時間の関係についても明らかにする必要があると考えられる。

参考文献

- 1) 坂倉芳崇 (2009) 「交通渋滞解消のためのパラメータ制御」, 平成 21 年学位論文, 南山大学.
- 2) 社団法人 交通工学研究会編 (2006) 『改訂 交通信号の手引き』交通工学研究会.
- 3) 越正毅 (2002) 「ITS センシング技術を活用した交通信号制御アルゴリズム」『第 25 回土木計画学研究発表会(春大会)講演集』Vol.25.
- 4) 浅野美帆 (2003) 「リアルタイムモデル規範信号制御のための遅れ時間算出方法」『土木計画学研究・論文集』Vol.20, No.4, pp.879-886.
- 5) 馬場美也子 (2005) 「交通流シミュレータ NETS TR EAM」『情報処理学会論文誌』Vol.46, No.1, pp.226-235.
- 6) 中山晶一朗 (2010) 「感度分析を用いて残留交通量を計算する準動的な交通配分モデル」<http://webserv.ce.t.kanazawau.ac.jp/takayama/pdf/thesis/2010/CIPM42/nakayama.pdf>, (参照 2016-02-03) .
- 7) 赤羽弘和・大口敬・小根山裕之 (2003) 「交通シミュレーションモデル開発の系譜」『交通工学』Vol.37, No.5, pp.47-53.
- 8) Helbing,D and A.Mazloumian. (2009) . Operation regimes and slower-is-faster effect in the control of traffic intersections. The European Physical Journal B, 70 (2) , 257-274.
- 9) Duong,N and K,Hatoyama (2015) . Methodology to Understand Potential-for-Improvement of Arterial Networks. Proceedings of the Eastern Asia Society for Transportation Studies, Vol.10.
- 10) 鳩山紀一郎 (2007) 「二段階横断方式の適用に向けた歩行者心理を重視した中央帯の設計手法」, 『土木学会論文集D』Vol.63, No.2, pp.223-232.