

# シミュレーションにより非線形計画モデルを用いる信号制御の検証

穆 蕊<sup>1</sup>・山崎 基浩<sup>2</sup>・西堀 泰英<sup>3</sup>・安藤 良輔<sup>4</sup>

<sup>1</sup> 非会員 公益財団法人豊田都市交通研究所 (〒471-0024 愛知県豊田市元城町 3-17)

E-mail: mu@ttri.or.jp

<sup>2</sup> 正会員 公益財団法人豊田都市交通研究所 (〒471-0024 愛知県豊田市元城町 3-17)

E-mail: yamazaki@ttri.or.jp

<sup>3</sup> 正会員 公益財団法人豊田都市交通研究所 (〒471-0024 愛知県豊田市元城町 3-17)

E-mail: nishihori@ttri.or.jp

<sup>4</sup> 正会員 公益財団法人豊田都市交通研究所 (〒471-0024 愛知県豊田市元城町 3-17)

E-mail: ando@ttri.or.jp

伝統的な信号制御設計方法は、Webster(1966)が提案した近似最適サイクル長の計算式によりサイクル長を計算し、各現示の青時間を交通需要率の比率で配分する。本研究は、信号制御計算方法の遅延計算式を用いて、平均遅延最小化を目指す信号制御の非線形計画モデルを構築する。構築した非線形計画モデルを検証するために、オープンソースの交通シミュレーションツール SUMO を利用して、単独平面十字交差点を対象として、想定した幾つかの交通需要シナリオのミクロ交通シミュレーションを行う。伝統的な信号制御設計方法と本研究で開発した方法を適用した場合の結果を比較する。その結果、本研究で提案した手法は伝統的な方法と比べてサイクル時間と平均遅延時間の両方が短くなる結果が得られた。

**Key Words:** *signal control, nonlinear programming model, microscopic traffic simulation, traffic demand scenarios, verification*

## 1. はじめに

信号交差点は、道路が交差する地点における交通流を制御することで、交通の安全と円滑化を実現している。一見すると、赤、青、黄色の灯火が交替で点灯することにより道路交通を制御する単純な装置であるが、その制御の最適化という問題はかなり奥が深い<sup>1)</sup>。

道路に信号交差点を設置する際は様々な問題点を考慮する必要があるが、その中でも交通安全は最も重要な点と言える。しかし、交通安全を確保することばかりを考えると、渋滞を誘発することや、あるいは、渋滞を拡大させる懸念がある。交通安全確保と渋滞最小化の両方を同時に実現することは、交通管理者と研究者の目標である。英国道路研究所(1996年から交通研究所)のWebster<sup>2)</sup>が1957年に、現在において世界の広範囲で採用されている平均遅延最小化を目指す信号制御設計方法を提案した。この方式は日本でも利用されている方式である<sup>3)</sup>。オーストラリア道路調査委員会の Akcelik<sup>4)</sup>は、

1981年に Webster の研究に基づいて、影響要素を加える信号制御設計方法を提案した。また、アメリカ交通輸送調査委員会出版の Highway Capacity Manual<sup>5)</sup> (以下 HCM と呼ぶ)においては、遅延時間の計算方法が記載されている。上述の3つの研究に限らず、信号サイクルの概念を基本とした信号制御設計方法と遅延時間を求める手法は、これ以降「伝統的な信号制御設計方法：伝統的な方法」と呼ぶこととする。伝統的な方法が採用している遅延時間の計算方法と最短サイクル時間を求める手法は、信号制御において基礎となる思想である。

近年、先進技術の発達によって交差点に到着する予定の車群情報を獲得できることを前提条件とする信号制御方式について、様々な研究が展開されている<sup>6)7)</sup>。ただし、それらの研究の中には、伝統的な方法における思想を全く考慮していない研究が少なくない。本研究は、車群に関するリアルタイム情報に基づいて信号制御最適化研究の一環として、伝統的な平均遅延計算方法を利用する新たな非線形計画モデルを提案する。

実際の交差点において本研究で提案する信号制御方式を適用し検証することは困難であることから、本研究はマイクロ交通シミュレーションを用いてモデルの検証を行う。異なる交通需要を考慮するため、複数の交通流のパターンを想定する。複数シナリオの交通流を用いて、伝統的な信号制御方法と本研究で提案する非線形計画モデルによるシミュレーションを行う。全ての交通量がトリップを完了（シミュレーションエリアから流出）するための所要時間、平均遅延時間、遅延時間の変動係数を指標とする二つの方法の比較し、提案する手法である非線形計画モデルの有効性を検証する。

## 2. 既往研究

Webster の研究では、1 サイクルあたり車両総遅延時間  $D$  (式 1a, 1b, 1c) をサイクル時間  $C$  の関数として扱おうと、各現示の有効青時間の比率が各現示の需要率の比率と等しいことを想定し、 $D$  を  $C$  で微分した値が 0 となる  $C$  が、1 サイクルあたり車両総遅延時間を最小とする最適サイクル長であるとしている。サイクル時間の近似最適値  $C_{op}$  の計算式は式 2 となる。各現示の有効青時間の計算方法は上記の想定から式 3 となる。式 1b における  $d_n$  の第一項は、車両が一定の車頭間隔で到着すると仮定したときの車線  $n$  が過飽和でない場合の 1 サイクルあたりの車両の平均遅延時間であり、 $d_n$  の第二項は車両がランダムで到着することによる影響を表す。

$$D = \sum_1^n d_n q_n \quad (1a)$$

ここに 
$$d_n = \frac{C(1-g_n)^2}{2(1-\beta_n)} + \frac{x_n^2}{2q_n(1-x_n)} \quad (1b)$$

$$x_n = \frac{q_n C}{s_n G_n} \quad (1c)$$

ここで、

$d_n$  : 車線  $n$  における 1 台あたり平均遅延時間 (秒/台)

$C$  : サイクル長 (秒)

$g_n$  : 車線  $n$  の青時間率、 $g_n = G_n/C$

$G_n$  : 車線  $n$  の有効青時間

$\beta_n$  : 車線  $n$  の需要率 =  $q_n/s_n = x_n g_n$

$q_n$  : 車線  $n$  の流入交通流率 (台/秒)

$s_n$  : 車線  $n$  の飽和交通流率 (台/秒) ;

過飽和でない場合に  $x_n \leq 1$

$$C_{op} = \frac{1.5L + 5}{1 - \lambda} \quad (2)$$

ここで、

$C_{op}$  : サイクル時間の近似最適値 (秒)

$L$  : 交差点の総損失時間 (秒)

$\lambda$  : 交差点の需要率

$\lambda = \sum_i \lambda_i$ ,  $\lambda_i$  は現示  $i$  の最大需要率

$$G_i = (C - L) \frac{\lambda_i}{\lambda} \quad (3)$$

ここで、

$G_i$  : 現示  $i$  の有効青時間。

Akcelik の研究では、式 1 に車両停止数を影響要素として信号制御最適化目標関数に加えて、サイクル時間の近似最適値を計算する式 4 を構築した。また、各現示に渋滞を引き起こさない（各現示に最大交通量を持つ進行方向の車両も円滑に通過できる）ことを目標とする最小サイクル時間の計算方法（次の段落で説明）を提案した。この考え方は、日本における交差点計画でも利用されている<sup>3)</sup>。

$$C_{op} = \frac{(14+k)L + 6}{1 - \lambda} \quad (4)$$

ここで、

$k$  : 車両停止数のペナルティ係数

さらに、Akcelik は「同じ現示での流入させる車線を確定することは、青時間を決定する前に行うべきである」ことを指摘し、同一現示で流入させる進行方向を確定する方法を提案した。その前提によって様々な現示設定を想定して、信号制御の効果を評価した。

交差点に流入する全ての交通需要を満足する条件式を式 5 に示す。式 5 を変換し、最小サイクル時間の計算方法は式 6 の後半になる。

$$\lambda \leq \frac{C - L}{C} \quad (5)$$

$$C \geq \frac{L}{1 - \lambda} \Rightarrow C_{min} = \frac{L}{1 - \lambda} \quad (6)$$

HCM では、信号制御付き平面交差点のサービスレベルの評価方法を提案している。HCM の提案における遅れ時間の計算方法は、先に述べた 2 つの方法と異なる。交差点に流入する方向とその車線の関係により、同一現示で流入する車線の組合せを定義する。始めに、各レーン組合せで車両の平均制御遅延  $d$  (秒/台) (式 7) を計算する。 $d$  は以下の 3 つの部分で構成されている。通常遅延  $d_1$  (秒/台)、増量遅延  $d_2$  (秒/台)、捌け残り渋滞長遅延  $d_3$  (秒/台) である。 $d_2$  は、車両がランダムに到着で一時通行能力を超えると分析時間帯内累積到着交通量が累積通行能力を超える 2 つの原因である。 $d_3$  は、分析時間帯開始時に存在する渋滞長である。

$$d = d_1 + d_2 + d_3 \quad (7)$$

Wong and Wong<sup>9)</sup>、Wong et al.<sup>10)</sup>は交差点に各流入車線を計算ユニット (式 1a と 1b の中に、 $d_n$  の  $n$  が表す交差点の要素) として、十数個の制約条件を設定し、流出量最大、サイクル時間最小と平均遅延時間最小 (後者だけ含まれる) を目標関数として、信号制御最適化を目指す非線形計画モデルを構築した。

伝統的な方法から見ると、平均遅延時間は信号制御システムに対する最も重要な指標である。上述の后者は Webster の遅延時間計算式を少し変更して平均遅延時間最小を目標関数としたが、毎流入部の交通量を処理できる制限条件を設定していない。そして、平均遅延時間に達したところで、青現示終了時に停止線の手前に停止している車両があれば、渋滞が引き起こされることになる。渋滞がある場合、平均遅延時間の計算方法は設定した計算方法と異なるため、現実的に平均遅延時間最小化を実現できない可能性が高い。その検討についてはモデルの構築のみが行われ、検証は行われなかった。

Lee and Wong<sup>11)</sup>、Lee et al.<sup>12)</sup>、Lee et al.<sup>13)</sup>は、交差点に各流入グループ (全く同様な青時間に従ってできる流入レーンの組合せ) を計算ユニットとし、平均遅延時間最小化を目指す非線形計画モデルを構築した。流入グループを計算ユニットとするため、制約条件は 6 個になる。ただし、これらの研究は車両がランダムで到着することを考慮していない。本研究は、これらの点を考慮した Webster の遅延時間計算式を利用して平均遅延時間計算式を構築する。

### 3. 構築した非線形計画モデル

Webster の総遅延時間計算式は 3 つの部分から構成される (式 8)。近似最適サイクル長を解く時は、前の 2 部分だけを含まれる式 1 を用いた。第 3 部分の値は  $x_n$ 、 $g_n$ 、と 1 サイクルあたり平均交通流量  $M = qC$  によって約第 1 と第 2 部分の和の 0%~18% を占める。そこで、 $d_n$  の計算式は、式 8 を利用して目標関数を構築する (式 9)。

$$d_n = \frac{C(1-g_n)^2}{2(1-\beta_n)} + \frac{x_n^2}{2q_n(1-x_n)} - 0.65\left(\frac{C}{q_n^2}\right)^{1/3}x_n^{(2+5g_n)} \quad (8)$$

目標関数 
$$\min: D = \frac{\sum_1^n d_n q_n C}{\sum_1^n q_n C} \quad (9a)$$

ここに 
$$= \frac{C(1-g_n)^2}{2(1-\beta_n)} + \frac{x_n^2}{2q_n(1-x_n)} - 0.65\left(\frac{C}{q_n^2}\right)^{1/3}x_n^{(2+5g_n)} \quad (9b)$$

サイクル長が各現示の青時間と総損失時間の和であることを基本的な制約条件とする。サイクル長と青時間の最大と最小制限に加えて、さらに制約条件を追加する。具体的な制約条件は式 10 に示す。全部の交通需要を満足するため、サイクル長最小値については式 6 を制約条件とする。最大サイクル長  $C_{max}$  は、交差点通行能力、道路等級、渋滞長、現示数と組み合わせ、交差点に繋がるリンクの長さ、速度、右折専用現示の有無に基づいて決定する<sup>14)</sup>。各現示の最小青時間  $G_{mini}$  と最大青時間  $G_{maxi}$  は、進行方向、道路等級、交通量、交差点の幾何構造によって決定する。

式 10b は交差点全体に対して交通を処理できることの制約であるが、各現示の交通需要を満たすことは保障できない。単純に平均遅延時間最小化を追求すると、最大交通需要率を持つ現示に多くの青時間を配分する可能性が高い。すると、他の現示が青時間不足となり、渋滞を引き起こしやすい。伝統的な信号時間設計方法には、サイクル長と各現示の青時間を一度計算した後に、各現示の青時間が交通需要を満たされているかどうかを判断する。満足しない場合は、満足するまで繰り返して計算する。非線形計画モデルのメリットは制約条件を追加可能なことである。そこで、各現示に青時間が交通需要を満たせるように制約条件式 10f を追加する。特に、一般的な十字交差点における現示の組合せは十数個であり、同じ数の制約条件を追加すると最適解を解くことは難しくなる。その問題点を避けるため、各現示に最大な  $q_n/s_n$  を計算し、その現示の唯一の制約条件とする。

制約条件：
$$C = \sum_i G_i + L \quad (10a)$$

$$C \geq \frac{L}{1-\lambda} \quad (10b)$$

$$C \leq C_{max} \quad (10c)$$

$$G_i \leq G_{maxi} \quad i \in \text{現示集} \quad (10d)$$

$$G_i \geq G_{mini} \quad i \in \text{現示集} \quad (10e)$$

$$\frac{G_n}{C} \geq \frac{q_n}{s_n} \quad (10f)$$

ここで、  
 $C_{max}$  は最大サイクル長  
 $G_{mini}$  は現示  $i$  の最小青時間

### 4. 交通流シミュレータについて

本研究では、提案する信号制御システムの効果について、次にあげる 2 つの点から検証する。1 つ目は交通流が設定した道路を走行し、設計した交通信号に従ってトリップを完成すること。そして、2 つ目は開発したモ

デルの計算結果と、伝統的な方法に基づく計算方法<sup>3)</sup>から得られる計算結果を比較する。検証の方法としては、実証実験と、シミュレーションによる実験の2つが考えられる。計算結果を検証するためには繰り返し実証実験を行うことが重要である。しかし、実証実験でそれを実現することは現実的ではない。そこで、本研究はシミュレーションを通じて開発したモデルの検証を実行する。

本研究で行う検証には、リアルタイム情報に基づき1秒ごとに信号制御時間を更新するために、更新頻度が0.1秒に達し最も頻度が高いマイクロシミュレーションを利用する。マイクロシミュレーションは個々の車両を対象として、各車両の希望速度、最大加減速度、反応遅延時間などのパラメータを設定でき、単位更新時間ごとに速度、加減速度、車線変更挙動など詳細な動作を決定する。特に、本研究に対する交差点の流入部と流出部に車両と車流の細かい挙動を把握できる。

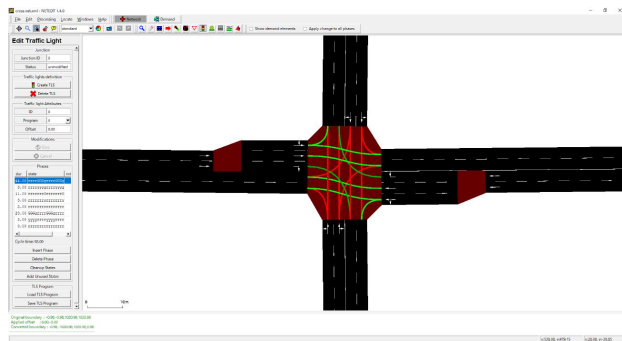


図-1 SUMOのNETEDIT信号編集インターフェース

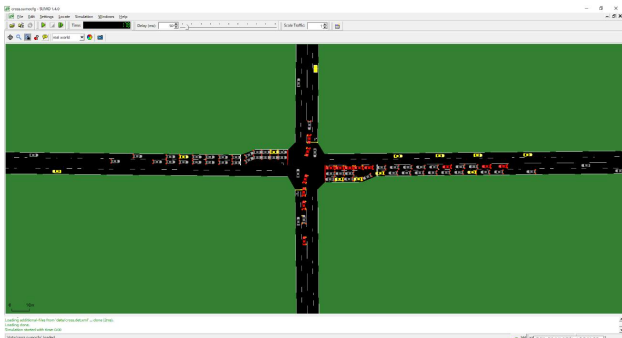


図-2SUMOのシミュレーション画面

以上を踏まえ、本研究ではオープンソースの交通マイクロシミュレータ SUMO (Simulation of Urban MObility) を選択する。交通流理論的には、2001年に誕生したSUMOは車両追従理論に従って、様々な追従モデルを利用できる。さらに、オープンソースのため、追従モデルのパラメータを具体的な状況によって設定でき、新たなモデルも導入できる。機能的には次の特徴を持つ。一つのセグメントから広域的な交通ネットワークまでの交通シミュレーションを実現できること、全種類の交通方式をシミュレーションできること、ディテクターを設

置できること、信号制御方式とそのサイクル時間および各現示の青時間を変更できること。上述の特徴を理由として、SUMOの使用を決定する。

SUMOには、主に2つのインターフェースがある。一つは「NETEDIT」というネットワーク編集ツール(図-1)であり、もう一つは「SUMOGui」というシミュレーション実行インターフェース(図-2)である。

## 5. 最適化計算結果の検証

### (1) 検証用交差点

提案する最適化計算結果を検証するための準備として、シミュレーション中に仮想的に交差点を構築し、車両種類とその属性を設定するとともに、車両の走行ルートと出発時間を設定を行う。

交差点の幾何構造は参考文献<sup>14)</sup>に掲載されている交差点需要率の計算例と同様とする。各車線の条件図-3に示す。飽和交通流率は信号制御の設計において重要な項目であるが、シミュレーションの各レーンの飽和交通流率は計算例で提供された値と異なる可能性が高い。シミュレーションで検証するため、シミュレーションの飽和交通流率を用いて信号制御時間の計算と検証を行う。シミュレーションに各流入部の飽和交通流率は図-4に表す。

信号現示は計算例と同様で設定する。現示1は東西方向の全流入部が進行可(直進と左折が優先される)、現示2は東西方向の右折のみ進行可、現示3は南北方向の全部流入部が進行可(直進と左折が優先される)とする。

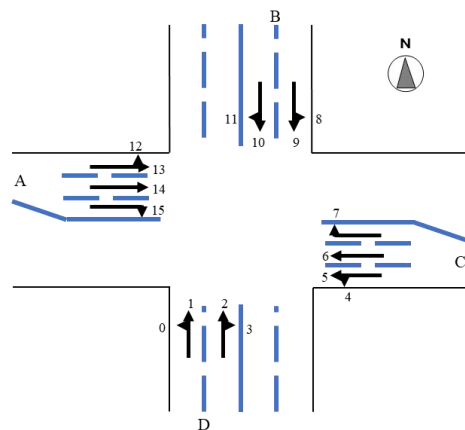


図-3 検証用交差点の流入部状況

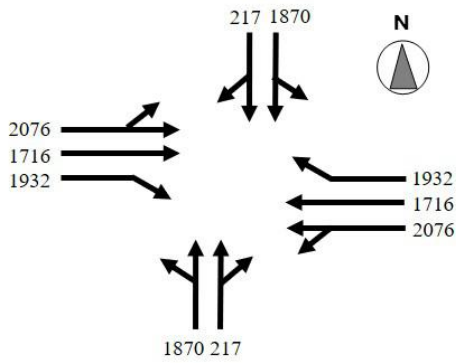


図-4 検証用交差点の各流入部の飽和交通流率

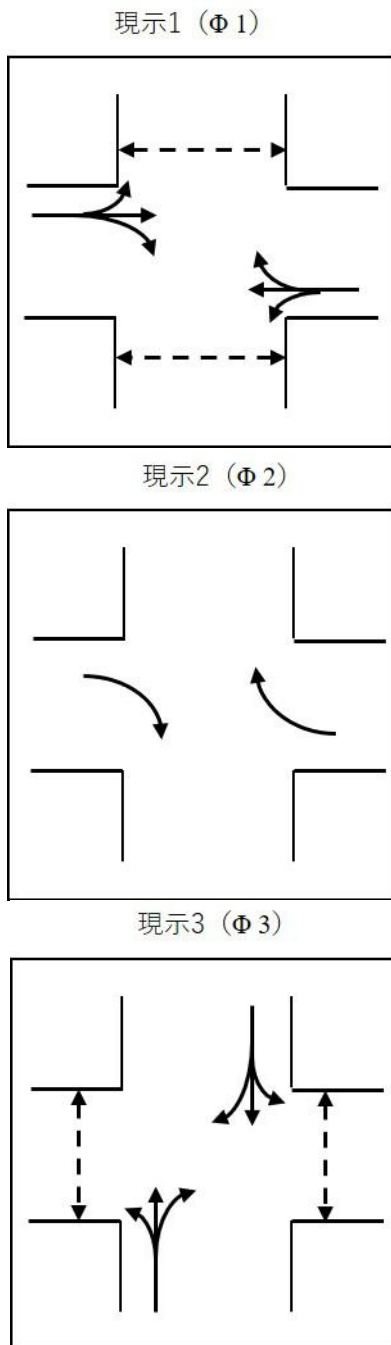


図-5 検証用交差点の現示の設定

一般的には、一定割合の大型車が交通流に混入する。本研究においては、基礎的な検証であることから、車種には小型自動車のみを想定する。想定した小型自動車の属性の大部分は先行研究あるいは調査に基づいて平均値を取る。具体的な設定については、表-1に示す。車両のルートは各流入部の交通需要に従って設定する。均質な交通流を生じさせるため、同じルートを持つ車両は同じ出発間隔時間を設定する。

表-1 シミュレーションでの小型自動車の属性設定

属性	設定	説明
最大加速度	2.6m/s <sup>2</sup>	本種類車両の最大加速度能力。角ら <sup>15)</sup> の研究を参考に設定する
最大減速度	-6.0m/s <sup>2</sup>	高度道路交通システム研究室 <sup>16)</sup> と安藝ら <sup>17)</sup> の研究を参考に設定する
表現最大減速度	-6.0m/s <sup>2</sup>	同上
緊急最大減速度	-8.7m/s <sup>2</sup>	同上
長さ	4.7m	日本の小型自動車の長さは4.7m以下であることから4.7mを設定する
最小車間間隔	2.5m	SUMOのデフォルト設定
最大速度	16.67m/s= 60km/h	財団法人国際交通安全学会の自動車走行速度調査結果 <sup>18)</sup> に、制限速度50km/hを持つ全幹線道路の昼間走行速度の平均値は62.7km/h。交通安全を考慮するため、その平均値より少し下回って60km/hを設定する
速度因子	normc(1.0, 1.0,6,1.6)	本種類車両の速度分布である。かつこの中には平均値(mean)、標準偏差(dev)、最小値(min)、最大値(max)となる。上のセルと同じ報告書を参考して設定する
追走モデル	Krauss <sup>19)</sup>	SUMOのデフォルト設定
車線変更モデル	LC2013	SUMOのデフォルト設定

(2) 交通需要のシナリオ

実際の交差点においては、交通状況は常に変化している。本研究は、リアルタイム情報に基づいて信号制御最適化の一環とするため、様々な条件の異なる交通状況への適用可能性を検証することは重要である。

そのため本研究では、全部で4つのシナリオを想定する。参考文献<sup>14)</sup>の計算例と近似する交通需要をベースとする条件はシナリオ1とする。東西方向と南北方向の交通量の増加あるいは減少させてその他のシナリオを想定する。ただし、交差点の需要率が0.9以下を確保するために、東西方向の交通量が増加する際は、南北方向の交

通量を減少させる。設定したシナリオを表-2に示す。具体的な交通需要は図-6-9に示す。

表-2 各シナリオに交通需要の変化状況

シナリオ	東西方向	南北方向
1	ベース	ベース
2	増加	減少
3	減少	増加
4	減少	減少

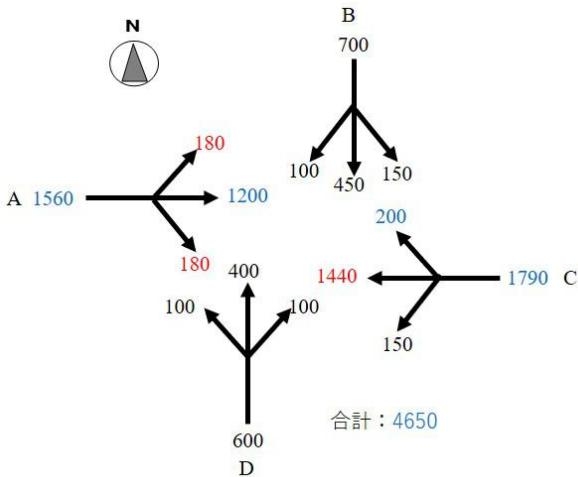


図-6 シナリオ 1 の各進行方向の交通需要 (台/時)

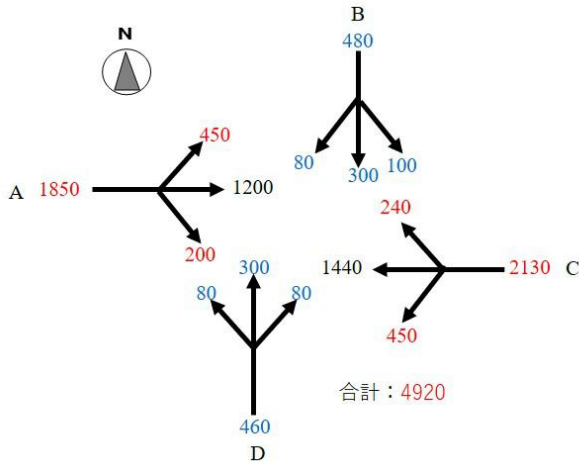


図-7 シナリオ 2 の各進行方向の交通需要 (台/時)

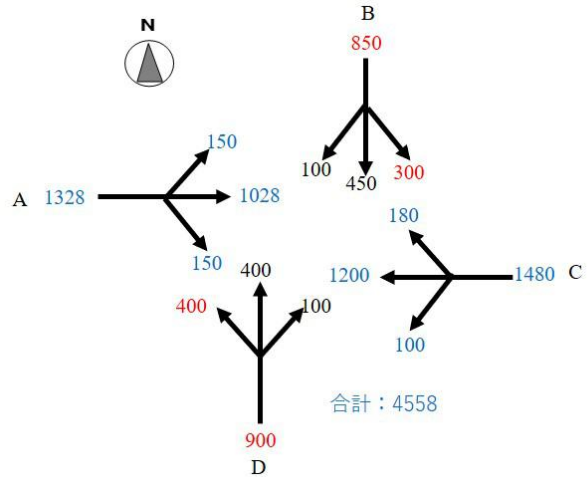


図-8 シナリオ 3 の各進行方向の交通需要 (台/時)

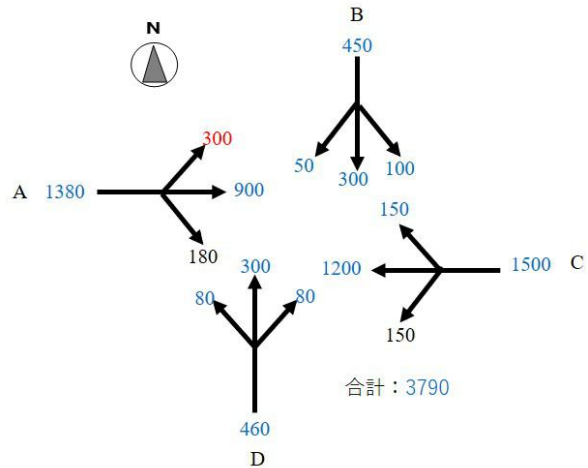


図-9 シナリオ 4 の各進行方向の交通需要 (台・時)

### (3) 信号制御最適化結果

2つのモデル：(1)伝統的な設計方法（モデル1）と(2)交差点1サイクルあたりの車両の平均遅延時間Dの最小化を目指す全部の交通需要を処理するために制約条件を追加した非線形計画モデル（モデル2）の計算結果を比較する。表-3に比較した結果を示す。

サイクル長において、シナリオ1、2、3で交通需要が多い場合にモデル1はモデル2よりやや短い。シナリオ4で交通需要が少ない場合に両モデルの値はほぼ同じである。サイクル長の変化から見ると、シナリオ1、2、3において、構築したモデル2はモデル1より長く平均遅延時間を招く可能性が高い。また、各現示の比率において、交通量の増減を問わず、モデル2の第1現示のスプリットは少なくなり、第3現示のスプリットは高くなる。

表-3 信号制御計算結果の比較

シナリオ	モデル	有効青時間			総有効青時間	総損失時間	サイクル時間
		$\phi 1$	$\phi 2$	$\phi 3$			
1	(1)	66	13	52	131	12	143
	(2)	67	14	57	138	12	150
2	(1)	75	16	35	126	12	138
	(2)	75	16	38	129	12	141
3	(1)	56	12	71	139	12	151
	(2)	58	13	77	148	12	160
4	(1)	30	6	18	54	12	66
	(2)	28	6	19	53	12	65

#### (4) 信号制御最適化結果

前節において2つのモデルで計算した信号制御時間を適用し、7,200秒の交通需要をシミュレーションする。全ての交通量がトリップを完了（シミュレーションエリアから流出）するための所要時間（以下シミュレーション時間と呼ぶ）、平均遅延時間、遅延時間の変動係数（以下変動係数と呼ぶ）3つの指標を計算する。伝統的な方法の結果をベースとして、構築した非線形計画モデルによる信号制御最適化の結果の変化率を計算し、それらの効果を検証する。結果を表4に示す。表中の変化率はモデル1の値を100%としたモデル2の値の比率である。

表-4 シミュレーション結果の比較

シナリオ	モデル	シミュレーション時間(秒)	変化率(%)	平均遅延時間(秒)	変化率(%)	変動係数	変化率(%)
1	(1)	7698	100	111.4	100	1.27	100
	(2)	7733	100.1	96.6	86.7	1.05	82.5
2	(1)	7512	100	51.9	100	1.99	100
	(2)	7379	98.2	50.8	97.8	0.99	50
3	(1)	7415	100	60.0	100	1.23	100
	(2)	7361	99.3	55.7	92.8	0.76	61.8
4	(1)	7313	100	23.0	100	0.66	100
	(2)	7294	99.7	23.2	101.0	0.63	96.1

シミュレーション時間は交差点の交通処理能力（本研究において、単位時間に交差点から流出する交通量＝総交通需要÷シミュレーション時間）を意味する。シミュレーション時間が短くなると、交差点の交通処理能力が高いことを意味する。結果からみると、シミュレーション時間の変化は小さい。シナリオ1を除き、他の3つの

シナリオではモデル2のシミュレーション時間はモデル1と比べて短くなる。シナリオ1、3、4の変化率の絶対値は1%以下で、シナリオ2は1.8%の変化率で短くなる。

構築した非線形計画モデルによる計算したサイクル時間は長くなるが、平均遅延時間の変化率は各シナリオにおいて反対の変化、つまり短くなる傾向を示す。その変化率はシミュレーション時間の変化率より大きい。シナリオ1、2、3の平均遅延時間は短くなる。シナリオ1の減少率は最大で13.3%、シナリオ3の減少率は7.2%、シナリオ2の減少率は最小で2.2%である。シナリオ4の平均遅延時間は1%長くなる。

変動係数は、遅延時間の標準偏差と平均遅延時間の比で、全部のドライバーをサンプルとして待ち時間の差異の大きさを反映する。変動係数が大きくなると、待ち時間のばらつきが大きいことを意味し、待ち時間がとても長くなるドライバーが存在することになる。待ち時間が長過ぎるとドライバーが焦りや苛立ちの心理を引き起こしやすい。そして、交通事故発生につながる可能性が高くなる。全てのシナリオの変動係数は、モデル1に比べてモデル2の方が小さくなる。シナリオ1、2、3の変動係数は大幅に小さくなる。特に、シナリオ2と3の減少率はそれぞれ50%と38.2%で、ドライバーの待ち時間の差が特に小さくなる。

## 6. おわりに

本研究は、伝統的な信号制御設計方法であるサイクル長を基本とする考え方や遅延時間の計算方法などを参考としながら、平均遅延時間最小化を目指し、交差点に流入する全ての交通需要を処理できることなどを制約条件をとした非線形計画モデルを構築した。提案したモデルを効果を検証するため、異なる交通需要パターンを想定した4つのシナリオを設定し、伝統的な信号制御設計方法と構築したモデルのそれぞれで単独十字交差点の信号現示を計算した上で、それらをシミュレーションに適用した。シミュレーション時間、平均遅延時間、変動係数の3つの指標の変化率を計算する。

シミュレーションの結果確認された3つの指標の変化を以下に整理する。

(I) シミュレーション時間の変化は少ない。特に、シナリオ2は他のシナリオと比べて減少率少し高い。

(II) 非線形計画モデルの計算結果から見ると、サイクル時間が長くなるため、平均遅延時間が長くなる可能性がある。ただし、シミュレーションの結果から見ると、交通需要が多い場合には本研究で開発した非線形計画モデルにおける平均遅延時間は小さくなるが、交通需要が少ない場合に2つのモデルの結果はほぼ同じ。

(III) 遅延時間の変動係数において、交通量の増減を問わず、構築した非線形計画モデルの結果が生じる遅延時間の変動係数は小さく。特に、交通量が多い場合に減少率が高い。個々の車両の待ち時間のばらつきは大幅に小さくなる。

以上を踏まえて検証結果をまとめると、構築した非線形モデルは、単独交差点のサービス水準を向上させると言える。特に、交通需要が多い場合においてその効果は顕著である。

本研究で提案する非線形計画モデルの解は、小数点を持つ。ただし、信号サイクル時間と各信号の時間は整数であることから、今後は整数の解を得ることができる解き方を提案することが求められる。また、遅延時間の計算方法についても、最適な計算方法を探求することが求められる。これらの点を考慮しながら、引き続き、リアルタイム情報に基づいた信号制御システム最適化に関する研究を継続する。

#### 参考文献

- 1) 越 正毅, 交通工学通論, 技術書院, 1989.
- 2) Webster, F.V.: Traffic signal settings. Road Research Technical Paper No.39. Department of Scientific and Industrial Research. London, England, 1957.
- 3) 交通工学研究会: “平面交差の計画と設計 基礎編 計画・設計・交通信号制御の手引”, 丸善, 2018.
- 4) Akcelik, R.: Traffic signals: capacity and timing analysis. Australian Road Research Board. Research Report ARR No.123 (7th reprint: 1998)
- 5) アメリカ交通輸送調査委員会: “Highway Capacity Manual 2010”, Transportation Research Board publications, 2010.
- 6) Wu, J., Ghosal, D., Zhang, M., et al.: Delay-based traffic signal control for throughput optimality and fairness at an isolated intersection, IEEE Transactions on Vehicular Technology, 67(2), 2018.
- 7) Santhosh, K.K., Shrohan, M., Debi, P.D., et al.: Computer vision-guided intelligent traffic signaling for isolated intersections, Expert Systems With Applications, Vol.134, pp.267-278, 2019
- 8) Owen, H., Vikash, V.G.: Methods to reduce dimensionality and identify candidate solutions in multi-objective signal timing problems, Transportation Research Part C, Vol.96, pp.398-414, 2018.
- 9) Wong, C.K., Wong, S.C.: Lane-based optimization of signal timings for isolated junctions, Transportation Research Part B, Vol.37, pp.63-84, 2003.
- 10) Wong, C.K., Wong, S.C., and Tong, C.O.: A lane-based optimization method for the multi-period analysis of isolated signal-controlled junctions, Transportmetrica, 2:1, pp.53-85, 2006.
- 11) Lee, S., Wong, S.C.: Group-based approach to predictive delay model based on incremental queue accumulations for adaptive traffic control systems, Transportation Research Part B, Vol.98, pp.1-20, 2017.
- 12) Lee, S., Wong, S.C., and Varaiya, P.: Group-based hierarchical adaptive traffic-signal control part I: Formulation, Transportation Research Part B, Vol.105, pp.1-18, 2017.
- 13) Lee, S., Wong, S.C., and Varaiya, P.: Group-based hierarchical adaptive traffic-signal control part I: Implementation, Transportation Research Part B, Vol.104, pp.376-397, 2017.
- 14) 交通工学研究会編; “改訂 平面交差の計画と設計 基礎編”, 丸善, 2002.
- 15) 角知憲, 渡辺義則, 坂口裕司, 河原瑞将, 寺町賢一: 信号交差点を発進する車群先頭車のマン・マシン・システム・モデル, 土木学会論文集 No.530/IV-30, pp.99-107, 1996.
- 16) 高度道路交通システム研究室: 平成 13 年度~平成 17 年度 走行支援道路システムの総合的な推進, 国総研プロジェクト研究報告第 17 号, 2006.
- 17) 安藝雅彦, 鄭仁成, 山邊茂之, 中野公彦, 李昇勇, 須田義大, 鈴木義匡, 石坂宏幸, 佐久間淳, 河島宏紀: ドライバの回避行動分析に基づく隊列走行ブレーキシステムと異常時の安全性評価試験, 生産研究 Vol.64, Issue.2, pp.237-241, 2012.
- 18) 財団法人国際交通安全学会: 自動車の走行速度を規定する要因に関する調査研究報告書, 平成 2 年度研究調査報告書, 1991.
- 19) Krauß, S.: Microscopic Modeling of Traffic Flow: Investigation of Collision Free Vehicle Dynamics, PhD thesis, 1998.

(Received)

(Accepted)

## A VERIFICATION FOR TRAFFIC SIGNAL SETTINGS CALCULATED WITH NONLINEAR PROGRAMMING MODEL BY SIMULATION

Rui MU, Motohiro YAMAZAKI, Yasuhide NISHIHORI and Ryosuke ANDO