講演要旨

# 交通の最適線制御
## (盛岡市中央通りについて)


正 細川 巖(岩手大工)　正*立花徹美(岩手大工)
紺野篤男(丸中白土)　高橋秀明(福島製作)


## 1. 緒言

一般に交通の系統信号制御には、比較的、車流の停止を少くするようにオフセットを設定する進行式[1]があるが、中央通りの場合は車の通りぬけが少く、各交差点間における車流の変動が大きいため、ここではClaytonの遅れの式[2]を線に拡大して、それを用いて遅れ時間を最小にする、最適な信号制御を行う。

## 2. 理論

(1) Claytonの遅れの公式

到着車の台数(累積的)　$A(t)=qt$　但し($q$; 流量, $S$; 飽和流量, $t$; 経過時間)

スタート車の台数(累積的)　$D(t)=St$

時間 $t$ における行列の長さ　$Q(t)$　($t=0$ で信号の赤がスタートとする)

$Q(t)=Q(0)+A(t)$　　$0<t<R$

$Q(t)=Q(0)+A(t)-D(t-R)$　　$R\leq t\leq t_0$

$Q(t)=0$　　$t_0\leq t\leq R+G$, ($t_0$は最初に行列の消える時間)

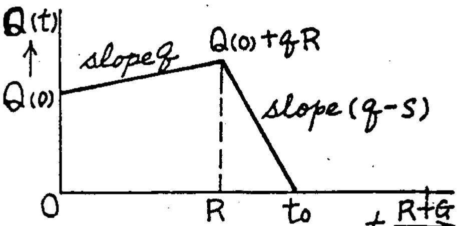



図1 Q−t線図

$Q(t_0)=Q(0)+A(t_0)-D(t_0-R)=0$ とすると、

$$t_0=\{Q(t_0)+SR\}/(S-q)$$
$$=[\{Q(0)+qR\}/(S-q)]+R$$
$$\text{for}\quad t_0<R+G$$

$(t,\ t+\delta t)$ における、すべての車の待ち時間は、$Q(t)\cdot\delta t$ であるから、1サイクルにおける待ち時間は図1のQ−t線図の曲線下の面積となる。すなわち $W=\int_0^{R+G}Q(t)\cdot dt$

i) $W=[RQ(0)+\frac{1}{2}qR^2]+[Q(0)+qR]^2/2(S-q)$　　$t_0<R+G$

ii) $W=(R+G)Q(0)+qRG-\frac{1}{2}(S-q)G^2+\frac{1}{2}qR^2$　　$t_0\geq R+G$

$Q(0)=0$ として待ち時間を求めると、

$$W=SqR^2/2(S-q)$$

(2) 線への拡大

線に拡大してQ−t線図を画くと、図2(一例)のようになる。図は隣接する二交差点間において、赤信号スタートとし、位相差がない場合の、幹線における一方向からの車流のQ−t線図を示す。

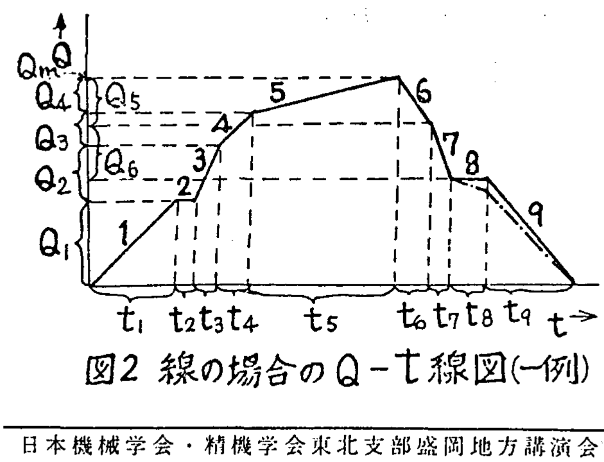



図2 線の場合のQ−t線図(一例)

交差点①，②におけるサイクル長は、
$C=G_1+R_1+Y=G_2+R_2+Y$とおける。ここでGは青時間，Rは赤時間を意味し，$G_1+4$，$G_2+4$は交差点①，②の支線の赤時間を，$R_1-4$，$R_2-4$は支線の青時間を意味する。（但し全赤4 sec を含むものとする）Q，tを式に表わすと

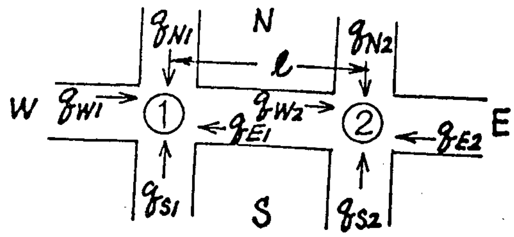



図3 交差点①，②における流量(q)
〔飽和流量(S)は本図に準ずる〕

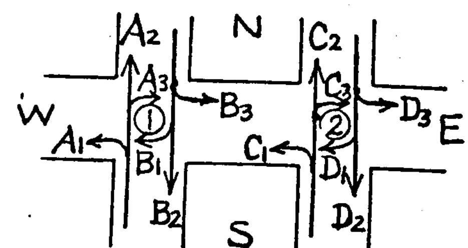



図4 交差点①，②の支線の交通流の右左折・直進の割合

$Q_1=\ell/h_{12}$ （但し$h_{12}$は交差点①，②が赤になった時の①，②間の車の平均車頭間隔）

$t_1=\ell/h_{12}\{q_{W2}-(B_3q_{N1}+A_3q_{S1})\}$

$t_2=2$ (sec)

$t_3=q_{S1}(G_1+4)/S_{S1}$，（但し$q_{S1}<q_{N1}$のとき）

$t_4=\{q_{N1}(G_1+4)/S_{N1}\}-\{q_{S1}(G_1+4)/S_{S1}\}$

$=(G_1+4)\{(q_{N1}/S_{N1})-(q_{S1}/S_{S1})\}$，　$Q_2=(A_3S_{S1}+B_3S_{N1})t_3$

$Q_3=(A_3q_{S1}+B_3S_{N1})t_4$，　$t_5=R_2-(t_1+t_2+t_3+t_4)$

$Q_4=(A_3q_{S1}+B_3q_{N1})t_5$，　$t_6=(R_1-4)-[\{(Q_m-Q_1)h_s/v\}+t_3+t_4+t_5]$

〔但し　$h_s$は停止中の車の車頭間隔（m），$v$は自由走行速度〕

$Q_5=t_5(S_{W2}-A_3q_{N1}-B_3q_{S1})$，　$t_7=2$ (sec)，　$Q_6=S_{W2}t_2$

$t_8=q_{W1}R_1/S_{W1}$，　$t_9=\{Q_m-(Q_5+Q_6)\}/\{S_{W2}-(q_{W2}-A_3q_{N1}-B_3q_{S1})\}$

図2より1サイクルの待時間を求めると、

$$
\begin{aligned}
W_2=&\tfrac{1}{2}Q_1t_1+Q_1t_2+\tfrac{1}{2}\{(2Q_1+Q_2)t_3\}+\tfrac{1}{2}(2Q_1+2Q_2+Q_3)t_4\\
&+\tfrac{1}{2}(2Q_1+2Q_2+2Q_3+2Q_4)t_5+\tfrac{1}{2}(2Q_1+2Q_2+2Q_3+2Q_4-Q_5)t_6\\
&+\tfrac{1}{2}(2Q_1+2Q_2+2Q_3+2Q_4+2Q_5-Q_6)t_8\\
&+\tfrac{1}{2}(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4-Q_5-Q_6)t_9
\end{aligned}
$$

で表わされる。ここで$Q_i(i=1,2,\cdots 6)$，$t_i(i=1,2,\cdots 9)$は$G_1, G_2, R_1, R_2$がわかれば$q$, S, A, B, C等はすべて測定値であるから求められる。しかし，ここで$G_1, G_2, R_1, R_2$はサイクルCがわかれば求められる値である。従って待時間Wは$W=f(C)$というCの関数で表わされる。図2のようになるためには$t_6\geq 0$，$Q_m-(Q_5+Q_6)\geq 0$の両条件を満たさなければならない。これら条件の一方を満たさない場合でも，交差点①からの車の流入量の変化を順次追って行くことにより，容易にそのQ－t線図を画くことができる。同様の方法で②から①方向への車流の①におけるQ－t線図も画ける。

次に位相差を考えると、それにより①のE方向からの車流の①におけるQ－t線図と，②のW方向からの車流の②におけるQ－t線図が変化して，それに伴ないそれぞれの交差点における待時間$W_1$，$W_2$も変化する。従って最適の位相差とは，これら$W_1$と

$W_2$とのトータル$W$が最小となるときの位相差である。図5，6は位相差Tがある場合の交差点①，②の車流の$Q-t$線図である。

位相差Tを入れた場合の待ち時間$W$は、$W=f(C,T)$で表わされ、$C,T$の値の変化により$Q-t$線図も変化し、$W$の式の形も変化する。そのため一般的に$W$を求めることはできず、$C$のある値での最適位相差Tを求めるという方法でTを決定する。

(3) 幹線及び支線の青時間

Webster の理論[2]

表1のデータにおいて、効果的な青の時間を次のように分ける。

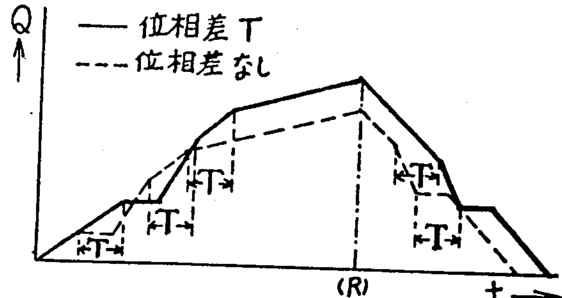



図5　交差点①のE方向からの車流のQ－t線図

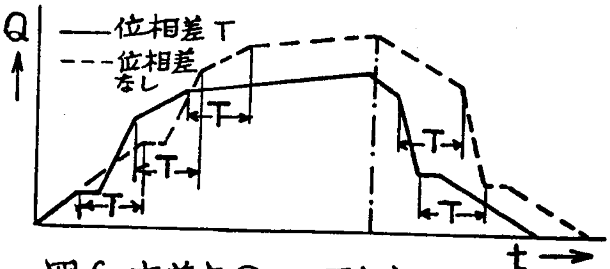



図6 交差点②のW方向からの車流のQ－t線図

$$G_{N-S} : G_{E-W} = max(y_N, y_S) : max(y_E, y_W),\ (但し\ y = q/s)$$

$$G_{N-S} = \{y_{N-S}/(y_{N-S} + y_{E-W})\}(C-L)$$

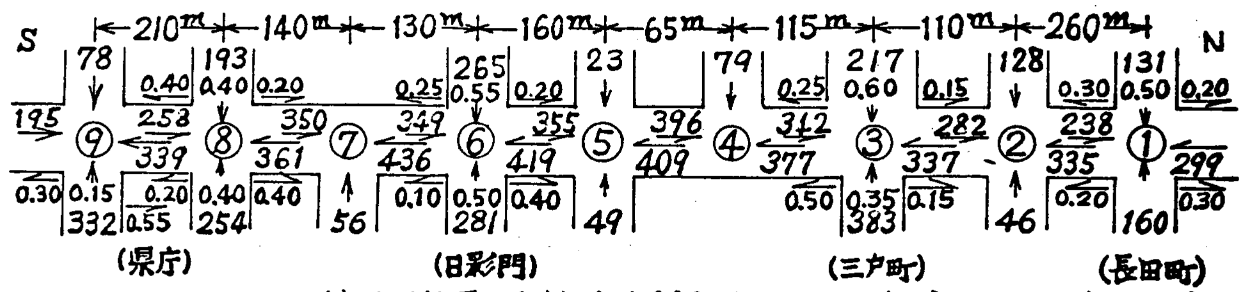
$$G_{E-W} = \{y_{E-W}/(y_{N-S} + y_{E-W})\}(C-L)$$

($L$；トータルロス時間)

表1.

| | N | S | E | W |
|---|---|---|---|---|
| q (台/h) | $q_N$ | $q_S$ | $q_E$ | $q_W$ |
| S 台/h | $S_N$ | $S_S$ | $S_E$ | $S_W$ |

## 3. 測定値及び結果




飽和流量：〔幹線：1,600（台/h·l），支線：1,550（台/h·l）〕

図7　1時間当りの流量（台/h·l）及び支線車輛の右左折·直進率

図7は流量及び支線車輛の右左折、直進の割合を交差点毎に記入したものであり、図8はWebsterの理論によりあるサイクル長さ（c＝60sec.）の各Phaseの割合を決定し、それに最適位相差を入れて

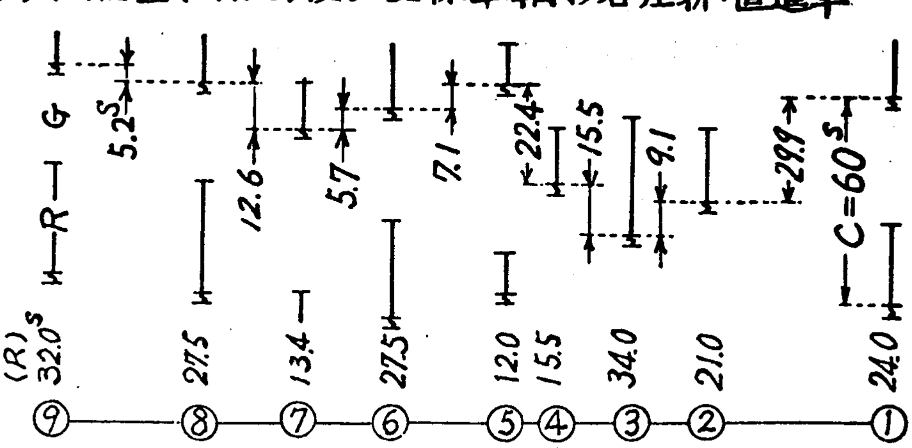



図8　C＝60(S) 最適位相差（幹線の青·赤·黄）

図示したものである。次に各サイクル(40, 60, 80, 100 sec.)について各交差点におけるQ－t線図を求め、それらから中央通り全体の1サイクルのトータル待時間を求め、表2に示し、図示した。(図9)

表2 1時間当りの総待時間と(最適位相差)(位相差なし)

| サイクル(秒) | | 40 | 60 | 80 | 100 |
|---|---|---|---|---|---|
| W 秒/h | 位相差なし | 84.800 | 105.000 | 125.600 | 134.000 |
| | 最適位相差 | 55.700 | 78.200 | 112.300 | 131.500 |
| 最適位相差 | 幹支 | 0.66 | 0.74 | 0.89 | 0.98 |
| 位相差なし | 幹 | 0.51 | 0.61 | 0.83 | 0.97 |
| 現行 | | 80(秒) 114,100(秒/h) | | | |

## 4. 結果の検討及び考察

本研究においてのQ－t線図はすべて$Q_{(t=0)}=0$となっているが、こうなるためには$q \leq SG/C$を満足しなければならない。Websterの理論による幹線青時間の最も短かい交差点の幹線の交通流において$q \leq 0.46S$, $342 < 736$となり、支線青時間の一番短かい交差点の支線の交通流においては$q \leq 0.1S$, $49 < 155$となる。従ってすべての交差点のQ－t線図において$Q_{(t=0)}=0$としても差しつかえないことがわかる。

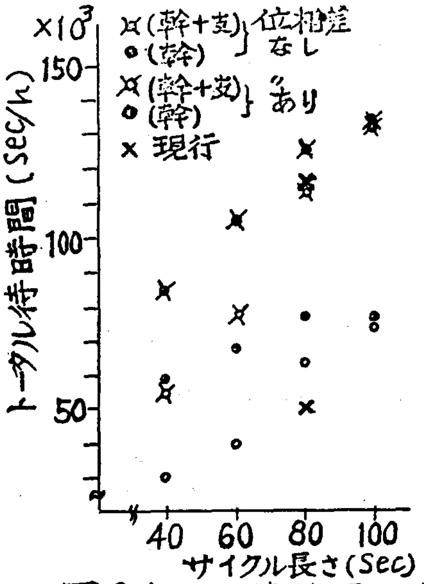



図9 トータル待時間の比較

最適位相差のときの各サイクルにおけるトータル待時間を比較してみると、サイクルが短かい程トータル待時間が小さく、従ってサイクル40秒が理論的には一番適当なわけであるが、サイクルが短かいと交通量の変動、事故の発生などの特異な状況に対する適応が小さく、それらの影響が顕著に表われてしまう欠点がある。また、$C=40$のとき、一番短かい青信号が3秒程度となり、横断者の影響や右折車の影響を考慮すると殆んど実用性がないといえる。

待時間はサイクル、流量、交差点間隔、信号の各Phaseの比が変化することにより、いろいろの値に変化するので一概には言えないが、中央通りにおいてはサイクルが長くなるにつれて位相差の効用はなくなっていることがわかる。これは、サイクルが短かいと位相差のない場合には信号による停止回数が多くなるが、位相差を入れることによりその停止回数を減少させうることが可能であるから位相差の効用が大きくなるものと思われる。以上のようなことから、最適サイクルは60秒付近と思われる。

現行の80秒サイクルと60秒最適位相差サイクルの1時間当りのトータル待時間を比較してみると、後者は前者の69%程度となり待時間をかなり減少させることがわかる。

文献 (1) 塙 克郎 「交通信号」技術書院

(2) W.D.Ashton; "The Theory of Road Traffic Flow." Methuen & Co. LTD, London.