

■ 論 文 ■

# 일반적인 네트워크에서의 신호최적화모형 개발 연구

Signal Optimization Model Considering Traffic Flows in General Traffic Networks

신 언 교

(한국도로공사 도로연구소 책임연구원)

김 영 찬

(서울시립대학교 도시공학과 교수)

## 목 차

- |              |                     |
|--------------|---------------------|
| I. 서론        | 3. Network 교통류 제어조건 |
| II. 기존 연구 검토 | IV. 모형적용 및 결과분석     |
| III. 모형 구축   | V. 결론 및 제언          |
| 1. 목적함수      | 참고문헌                |
| 2. 제약조건      |                     |

## 요 약

간선도로상에서의 교통혼잡해소를 위해서 연동화기법이 많이 사용되지만 기존 모형들은 간선도로를 한 개의 교통축으로 하여 신호를 최적화해주기 때문에 이들과 교차되는 교차도로는 물론 일반적인 도로망체계에서의 교통흐름을 고려하지 못한다. 그리고 도로망 제어가 가능한 모형의 경우에도 루프로 형성되어야 하고 현시순서에 제약이 따르기 때문에 적용상에 한계가 있다. 따라서 본 연구에서는 이러한 문제들을 해결하고자 이동류들을 이용하여 현시순서를 최적화하고 이를 일반적인 도로망에 적용할 수 있는 모형을 제시하였다. 모형적용 결과 본 모형은 다양한 도로망 구조나 교차로 형태를 반영하여 도로망에서의 차량흐름을 동시에 제어해주는 신호계획을 산정해 낼 수 있었다. 본 모형의 사용으로 일반적인 도로망체계에서 각 도로들의 교통량과 용량을 고려하는 연동처리가 가능해져 도시가로망에서의 교통흐름을 원활히 해줄 것으로 기대된다.

### 1. 서론

교통량의 증가로 신호교차로에서의 교통혼잡은 날로 가중되고 있다. 그리고 교통량은 많지 않더라도 신호처리의 미흡으로 지체가 과다하게 발생하는 경우도 많다. 이러한 간선도로상에서의 교통혼잡해소를 위해서 연동화기법이 많이 사용되지만 이들 모형들은 간선도로를 한 개의 교통축으로 하여 신호를 최적화해 주기 때문에 이들과 교차되는 교차도로는 물론 일반적인 도로망체계에서의 교통흐름을 고려하지 못한다.

한편, 지체도모형으로 널리 사용되고 있는 TRANSYT-7F의 경우에는 현시순서를 최적화 시켜주지 못하고 전체 최적해를 보장해주지 못한다. 이러한 신호최적화 모형의 한계로 인하여 도로망 체계상의 교통흐름을 원활히 처리해주지 못하고 있다. 따라서 특정 도로 뿐만 아니라 일반적인 도로망의 주요 도로상에서의 교통흐름을 고려해주는 신호최적화모형이 요구되고 있다. 이러한 모형의 개발은 향후 지능형교통체계(ITS)의 첨단교통정보시스템(ATIS) 등의 도입과 더불어 네트워크체계상의 교통흐름을 동시에 제어하므로써 교통혼잡을 해소하는데 크게 기여할 수 있으리라 사료된다.

본 연구는 이러한 네트워크 상에서의 교통흐름을 고려하여 신호를 최적화해주는 모형을 개발하고자 수행되었다. 본 모형의 사용으로 도로망체계상에서 각 도로들의 교통량과 용량을 고려하는 연동처리가 가능해져 도시가로망에서의 교통흐름을 원활히 해줄 것으로 기대된다.

### II. 기존 연구 검토

기존 간선도로 신호연동모형들은 대상 간선도로를 축으로 인접교차로간 양방향 통행시간과 읍셋으로 형성되는 루프제약식으로 제어하면서 신호주기, 읍셋, 현시순서 및 녹색시간을 최적화하는 혼합정수선형계획법(Mixed integer linear programming)으로 구성되어 있다. 그리고 모든 신호시간 변수들은 주기에 대한 비율로 정의된다. 좌회전 현시의 경우에는 식(1)과 같은 4가지 중첩이 허용되는 좌회전현시순서를 최적화하고 교차도로는 식(2),(3)과 같이 방향별 직진 현시에 대한 적색시간( $r$ )으로 할당하여 1개 현시로 간주하여 최적화 되기 때문에 교차도로상의 현시순서를 고려하지 못한다. 이러한 모형상의 한계로 상기

모형들은 일반적인 네트워크상의 신호운영을 통합적으로 최적화하지 못한다.

$$\Delta_i = 1/2[(2\delta_i - 1)l_i - (2\bar{\delta}_i - 1)\bar{l}_i] \quad (1)$$

$$r_i = R_i + \bar{l}_i \quad (2)$$

$$\bar{r}_i = R_i + l_i \quad (3)$$

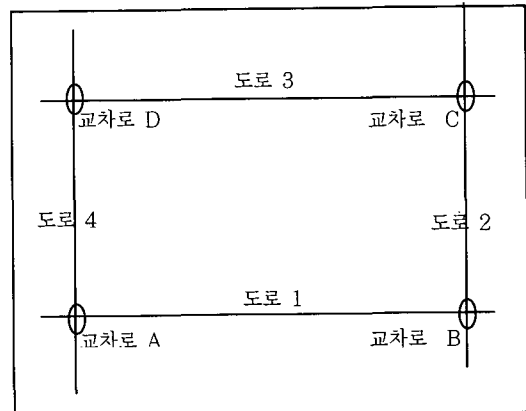
여기서  $\Delta_i$ 는 out방향 적색시간의 중심에서 in방향 적색시간 중심간 간격,  $R_i$ 는 교차도로에 할당되는 녹색시간으로 주도로에 대한 공통적색시간,  $l_i$ ( $\bar{l}_i$ )는 주도로 out(in)방향 좌회전현시시간을 의미한다.

한편 N.A. Chaudary(1987)는 MAXBAND 모형을 앞에서 제시된 4가지 중첩현시 모형에 식(4)와 같은 네트워크 루프제약식과 식(5)의 교차도로간 적색시간 간격조건식을 사용하여 <그림 1>과 같은 수개의 루프로 구성되는 도로망에 적용하였다.

$$\Phi_{i,ar1} + \Delta_{ar1,ar2} + \Phi_{i,ar2} + \Delta_{ar2,ar3} + \Phi_{i,ar3} + \Delta_{ar3,ar4} + \Phi_{i,ar4} + \Delta_{ar4,ar1} = n_L \quad (4)$$

$$\sum \Delta_{m,n} = -\frac{1}{2}((2\bar{\delta}_{i,n} - 1)\bar{l}_{i,n} - (2\delta_{i,m} - 1)l_{i,m}) + \frac{1}{2}(1 - a_n + a_m) \quad (5)$$

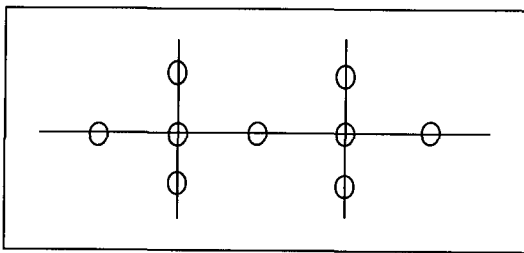
$$\Delta_i = 1/2[(2\delta_i - 1)l_i - (2\bar{\delta}_i - 1)\bar{l}_i] \quad (6)$$



<그림 1> 도로망 개념도

〈그림 1〉에서 교차로 A의 경우 도로 4가 진출도로, 도로 1이 진입도로가 된다.  $\phi_{i,art}$ 은 도로 1에서의 상류교차로와 i 교차로간 out방향 적색시간 중심간의 간격,  $\Delta_{m,n}$ 은 루프상에서 진출도로 m과 진입도로 n 사이의 적색시간 간격,  $\delta$ 는 이진변수,  $a_m$  ( $a_n$ )은 진출도로(진입도로)에서의 전방향 적색시간(all red time)을 나타낸다.

그러나 상기 모형의 경우 인접교차로간 루프조건식 외에 네트워크상의 루프수에 해당하는 만큼의 제약식이 추가로 필요하므로 〈그림 2〉와 같은 대상 네트워크가 루프로 형성이 안된 경우에는 적용이 곤란하다. 또한 도로별 진행시간대를 유출도로와 유입도로 순으로 고정하여 각 도로에서의 현시순서를 최적화해 주기 때문에 도로간의 현시순서를 최적화하지 못하는 단점을 갖고 있다. 기존 모형들의 특성을 현시최적화 및 네트워크 제어 관점에서 비교한 결과를 종합하면 〈표 1〉과 같다.



〈그림 2〉 루프가 형성되지 않는 도로망 개념도

### III. 모형 구축

본 연구에서 제안된 모형은 MAXBAND 모형을 토대로 구축하였다. MAXBAND 모형의 기본 구조는 다음과 같다. 그리고 모든 신호시간 변수들은 신호주기를 '1'로 하는 신호주기에 대한 비율로 정의된다.

$$\text{Max } b + k\bar{b} \tag{7}$$

Subject to

$$(1 - k)\bar{b} \geq (1 - k)kb \quad (k=1 \text{ 이면 } b = \bar{b}) \tag{8}$$

$$1/C_{\max} \leq z \leq 1/C_{\min} \tag{9}$$

$$w_i + b \leq 1 - r_i \tag{10}$$

$$t_i + \bar{t}_i + (w_i + \bar{w}_i) - (w_{i+1} + \bar{w}_{i+1}) + \Delta_i \tag{11}$$

$$- \Delta_{i+1} + 0.5(r_i + \bar{r}_i) - 0.5(r_{i+1} + \bar{r}_{i+1}) - (\tau_{i+1} + \bar{\tau}_i) = m_i$$

$$\Delta_i = 1/2[(2\delta_i - 1)l_i - (2\bar{\delta}_i - 1)\bar{l}_i] \tag{12}$$

〈표 1〉 기존 모형 특성 비교

구 분	교통축 모형				도로망 모형
	통과폭 모형		지체 모형		
	MAXBAND <sup>1)</sup> MULTI-BAND <sup>3)</sup> BANDTOP <sup>6)</sup> PASSER-II 등	ZMODEL <sup>5)</sup>	KS-SIGNAL <sup>1)</sup>	TRANSYT-7F	Chaudary 모형 <sup>2)</sup>
현시시간	입계이동류들의 포화도가 동일한 녹색시간 산정 (Webster 이론)	교차도로와 좌회전에 최소녹색시간 부여후 나머지 시간을 연동축 직진 시간에 할당	입계이동류들의 포화도가 동일한 녹색시간 산정 (Webster 이론)	지체도를 최소화 하는 녹색시간 산정	입계이동류들의 포화도가 동일하게 녹색시간 산정 (Webster 이론)
현시순서	주도로	4가지 현시패턴 최적화	4가지 현시패턴 최적화	사용자가 입력 (최적화 불가)	4가지현시패턴 최적화
	교차도로	주도로에 대한 공통적색시간인 1개 현시로 고려 (최적화 불가)	4가지현시패턴 최적화	주도로에 대한 공통적색시간인 1개 현시로 고려(최적화 불가)	사용자가 입력 (최적화 불가)
네트워크 제어	제어 불가	제어 불가	제어 불가	제어 불가	루프로 형성되는 도로망에 한해서 도로망교차로에서만 제어 가능

주 : 1) 4가지 현시패턴 : 선행·선행좌회전(①), 선행·후행좌회전(②), 후행·선행좌회전(③), 후행·후행좌회전(④)

2) 교통축교차로는 교차하는 도로중 1개 도로만이 연동화 대상인 교차로에 해당되고, 도로망교차로는 교차되는 모든 도로가 연동화 대상인 교차로를 의미함.

$$(d_i/f_i)z \leq t_i \leq (d_i/e_i)z \tag{13}$$

여기서  $b(\bar{b})$ 는 out (in) 방향 통과폭,  $k$ 는 out 방향에 대한 in방향 통과폭 가중치,  $m_i$ 는 루프정수,  $\delta_i, \bar{\delta}_i$ 는 이진 변수(binary integer),  $\Delta_i$ 는 out 방향 적색시간의 중심에서 in방향 적색시간 중심 간격,  $\omega_i(\bar{\omega}_i)$ 는 out(in)방향 적색시간의 우측단(좌측단)에서 out(in)방향 통과폭의 좌측단(우측단)까지의 시간,  $C_{max}, C_{min}$ 는 신호주기의 상·하한값(초),  $t_i(\bar{t}_i)$ 는 out(in)방향 상류교차로에서  $i$  교차로까지의 통행시간,  $\tau_i$ 는 대기차량소거시간,  $e_i, f_i [e_i, f_i]$ 는 out(in)방향 속도의 상하한값,  $d_i(\bar{d}_i)$ 는 out(in)방향 신호  $S_h$ 와  $S_l$ 간의 거리를 나타낸다.

상기 모형식 중에서 식(9),(13)은 본 연구에서 제시된 모형에 그대로 적용되고 나머지는 다음 1, 2절에서와 같이 수정되거나 새롭게 작성되었다.

### 1. 목적함수

목적함수는 방향별 가중치( $k_i$ )에다 도로별 가중치( $k_{ij}$ )를 고려한 통과폭을 최대화하는 것이다. 그리고 양방향 도로의 경우 일방향의 통과폭이 최소녹색시간에 의해 산정되고 나면 다른 방향 통과폭은 선호도( $k_i$ )를 고려하여 가능한 크게 산정되도록 제약조건식(15)가 추가될 수 있다.

$$Max \sum_i (b_i + k_i \bar{b}_i) \tag{14}$$

$$(1 - k_{ij})b_i \leq (1 - k_{ij})k_{ij}b_j, \tag{15}$$

$(k_{ij} \neq 0, k_{ij} = 1 \text{ 이면 } b_i = b_j)$

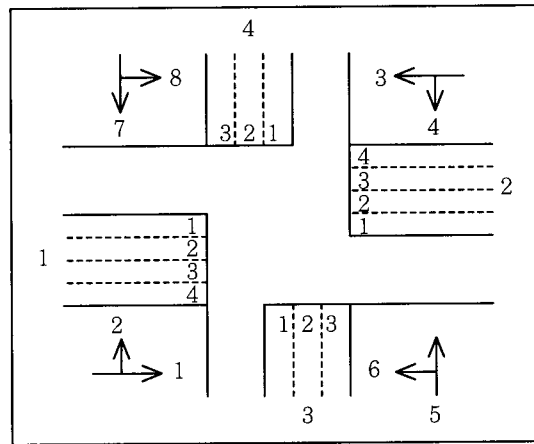
$k_i$ 는  $i$  도로의 out 방향에 대한 in 방향 가중치((교통량/포화교통류율) <sup>$\beta$</sup> ),  $k_{ij}$ 는  $j$  도로에 대한  $i$  도로의 out 방향 통과폭에 대한 가중치((교통량/포화교통류율) <sup>$\beta$</sup> )를 나타낸다.

### 2. 제약조건

#### 1) 현시순서 최적화 조건

기존의 신호연동모형들은 4가지 좌회전현시패턴을

사용하여 신호현시를 최적화시키고 있다. 그리고 교차도로에 대한 신호현시는 적색신호인 단일현시로 취급하고 있다. 이로 인하여 기존의 현시최적화 문제는 간선도로를 축으로 하는 최적화만이 가능하였다. 본 연구에서는 교차도로의 현시순서까지를 고려할 수 있도록 <그림 3>과 같은 이동류별 녹색시간을 이용하여 현시패턴을 산정하였다.



<그림 3> 교차로 기하구조 개념도

우회전은 직진이동류에 포함시켰다. 이들 이동류간에는 <표 2>와 같이 서로 상충이 발생하는 이동류와 상충이 발생되지 않는 이동류로 구분된다. 그리고 각 이동류별 녹색시간은 WEBSTER 방식(1966)에 의해서 산정하였다.

$k$  이동류의 녹색시작시간은  $S_{ik}$ , 녹색시간은  $E_{ik}$ 로 정의한다.

이동류들의 녹색시간은 다음식의 최소녹색시간( $g_{min}$ , 초)을 만족시켜야 한다.

$$E_{ik} \geq g_{min} \times Z \quad (Z = 1/C) \tag{16}$$

그리고 교차로별 이동류들의 현시시간은 다음의 공통주기(common cycle)조건식을 만족시켜야 한다.

$$S_{ik} + E_{ik} \leq 1 \tag{17}$$

이동류간 현시순서는 다음 식(18~21)로 나타낼 수 있다.

〈표 2〉 이동류간 상충 발생 여부  
(○ : 상충발생, × : 상충 미발생)

후행이동류 선행이동류	1	2	3	4	5	6	7	8
1	×	×	×	○	○	○	○	○
2	×	×	○	×	○	○	○	○
3	×	○	×	×	○	○	○	○
4	○	×	×	×	○	○	○	○
5	○	○	○	○	×	×	×	○
6	○	○	○	○	×	×	○	×
7	○	○	○	○	×	○	×	×
8	○	○	○	○	○	×	×	×

이동류간 현시순서는 다음 식(18~21)로 나타낼 수 있다<sup>9)</sup>.

$$S_{ik} + E_{ik} \leq S_{jk} \tag{18}$$

$$S_{jk} + E_{jk} \leq S_{ik} + 1 \tag{19}$$

또는

$$S_{ik} + E_{ik} \leq S_{jk} + 1 \tag{20}$$

$$S_{jk} + E_{jk} \leq S_{ik} \tag{21}$$

여기서  $S_{ik}$  ( $S_{jk}$ )는  $k$  교차로에서  $i(j)$  이동류의 녹색시작시간이고  $E_{ik}$  ( $E_{jk}$ )는  $i(j)$  이동류의 녹색진행시간이다. 위의 조건식은 이진변수( $\alpha$ )를 사용하여 이동류간 상충발생을 고려하는 다음 식(22~25)와 같은 선형계획식으로 변환할 수 있다.

첫째, 두 개 이동류( $i, j$ )가 상충이 발생되지 않는 이동류인 경우

$$S_{ik} + E_{ik} - S_{jk} - L \times Z - \alpha_{ij} \leq 0 \tag{22}$$

$$S_{jk} + E_{jk} - S_{ik} - L \times Z + \alpha_{ij} \leq 1 \tag{23}$$

여기서,  $L$ 은 아주 큰 정수를 나타낸다.

둘째, 두 개 이동류( $i, j$ )가 상충이 발생하는 경우

$$S_{ik} + E_{ik} - S_{jk} - \alpha_{ij} \leq 0 \tag{24}$$

$$S_{jk} + E_{jk} - S_{ik} + \alpha_{ij} \leq 1 \tag{25}$$

위 모형식은 각 이동류별로 현시순서가 정해지므로 신호현시 최적화에 있어서 가장 일반적인 모형이라 할 수 있다. 그러나 도로별 이동류들간에 연속성이 없이 최적해가 산출될 경우 황색시간 동안 이동류간에 상충이 발생할 수 있고 비보호좌회전 운영 등이 어려워지게 된다. 그리고 4지교차로에서 모든 방향의 좌회전이 허용된다면 36개의 이진변수가 필요하게 된다. 이진변수가 많으면 많을수록 선형계획프로그램에서 최적해를 찾는 데 많은 시간이 소요되게 된다. 따라서 이러한 문제점들을 해결하기 위하여 상기 현시순서 최적화모형식을 다음과 같이 수정하였다. 세로축 이동류들에 할당되는 녹색시간은 이와 교차되는 가로축 모든 이동류들에게는 적색시간에 해당되므로 다음 식(26)과 같이 공통적색시간( $R_k$ )으로 하여 1개현시로 할당 할 수 있다.

$$R_k = (E_{5k} + E_{6k} + E_{7k} + E_{8k}) \div 2 \tag{26}$$

$$SR_k + R_k \leq 1 \tag{27}$$

도로별 이동류간에는 상기 현시순서조건식 식(22~25)을 적용하여 현시가 최적화되고, 가로축 이동류들과 가로축 적색시간 현시간에 조건식 식(28),(29)가 추가된다.

$$S_{ik} + E_{ik} - SR_k - \alpha_{ij} \leq 0 \tag{28}$$

$$SR_k + R_k - S_{ik} + \alpha_{ij} \leq 1 \tag{29}$$

여기서  $S_{ik}$ ,  $E_{jk}$ 는 가로축 이동류들에만 해당되고,  $SR_k$ 는 가로축 이동류들에 대한 공통적색시간 시작시간,  $R_k$ 는 공통적색시간이다. 그리고 세로축 이동류들은 가로축에 대한 적색시간 내에 존재해야 하므로 조건식 식(30),(31)을 만족시켜야 한다.

$$S_{ik} \geq SR_k \tag{30}$$

$$S_{ik} + E_{ik} \leq SR_k + R_k \tag{31}$$

수정된 모형식의 경우 4지교차로에서 모든 좌회전이 허용될 경우에 최초 모형보다 이진변수를 16개로 줄

일 수 있으며, 도로별 현시가 연속적으로 산정되므로서 비보호 좌회전신호나 황색시간을 효율적으로 반영할 수 있다. 또한 이동류별 현시순서를 사용하므로서 횡단보도 신호나 3지교차로 또는 회전금지 등의 제약 조건을 기존 현시체계보다 효율적으로 반영할 수 있고, 5지교차로 등 다지교차로에도 적용이 간편하다.

2) Network 교통류 제어조건

인접 교차로간 차량 흐름은 <그림 4>와 같이 MAXBAND 모형의 시·공도 (time space diagram)로 표현된다. <그림 4>에서  $k$  교차로에서 산정되는 통과폭은 식(32)을 만족시켜야 한다.

$$w_k + b \leq E_{ik} \tag{32}$$

교차로  $k$  에서 방향별로 직진 이동류 ( $i$  : out방향,  $j$  : in방향)에 대한 유효적색시간은 다음식 식(33), (34)로 구할 수 있다.

$$r_k = 1 - E_{jk} \tag{33}$$

$$\bar{r}_k = 1 - \bar{E}_{jk} \tag{34}$$

윗식으로부터  $k$  교차로에서 방향별 적색시간 중심간의 간격( $\Delta_k$ )은 다음 식(35)에 의해 구해진다.

$$\Delta_k = S_{ik} - S_{jk} + \frac{1}{2} (E_{ik} - E_{jk}) \tag{35}$$

교통축에서 인접한 두 개 교차로( $h, i$ )간 연동처리를 위한 루프조건식은 식(36), (37), (38)과 같다.

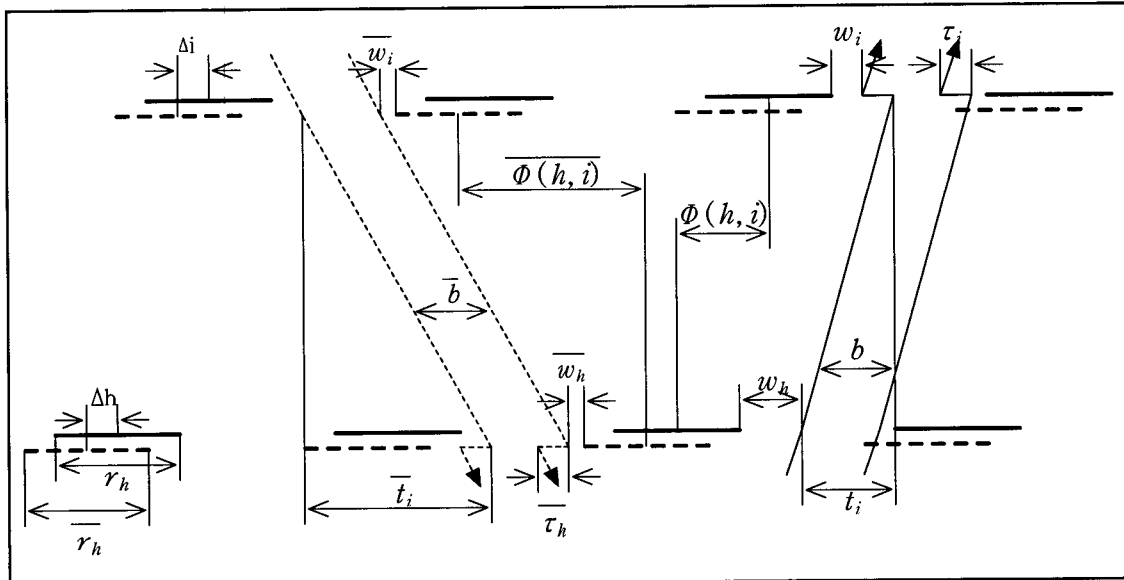
$$\Phi(h, i) + \overline{\Phi(h, i)} + \Delta_h - \Delta_i = m_{hi} \tag{36}$$

$$\Phi(h, i) = -0.5r_i + 0.5r_h - w_i + w_h - \tau_i + t_i \tag{37}$$

$$\overline{\Phi(h, i)} = -0.5\bar{r}_i + 0.5\bar{r}_h - \bar{w}_i + \bar{w}_h - \bar{\tau}_h + \bar{t}_i \tag{38}$$

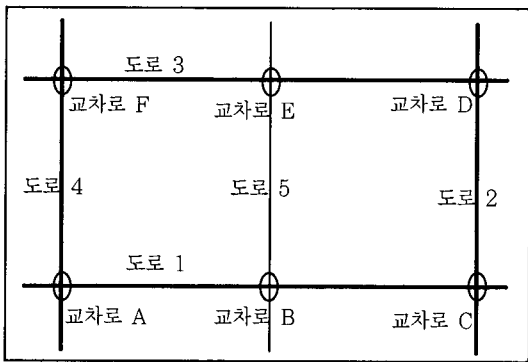
여기서  $t_i$  는 교차로  $h$  에서 교차로  $i$  까지의 통행 시간을 나타내고 대기차량소거시간 ( $\tau_i$ )은 ZMODEL 과 같이 상류부교차로에서 회전으로 진입된 교통량과 링크내에서 진입되는 교통량으로 형성된 대기차량이 포화교통류율로 소거된다는 전제하에 산정하였다.

모형 설명을 위하여 일반 네트워크상에 있는 교차로를 교차되는 모든 도로가 연동대상인 도로망교차로와 1개 도로만이 연동대상인 교통축교차로로 정의하였다. <그림 5>에서 도로1, 도로2, 도로3, 도로4는 연동대상도로라 하고 도로5는 연동대상도로가 아니고 전제하면, 교차로 A, C, D, F는 도로망교차로가 되고 E, B는 교통축교차로가 된다. 본 모형은 교차되는 모든 도로의 이동류간 현시순서를 최적화하기 때문



<그림 4> 인접교차로간 차량진행 시·공도

에 도로별로 방향별 직진 이동류에 대한 적색시간 중심간의 간격( $\Delta_k$ ) 산정이 가능하다. 따라서 앞의 모형식을 일반적인 도로망에 적용하는데 Chaudary 모형과 같이 별도의 조건식이 필요 없다. 단지 도로망 교차로의 경우에는 인접교차로간 루프제약식을 교차되는 모든 도로의 직진이동류에 맞게 적용하면 된다. 교통축 교차로의 경우에는 연동교통축에 대한 루프제약식만 주어지면 된다.



〈그림 5〉 일반 Network 개념도

3) 최종모형식

본 모형은 기존 MAXBAND모형과 마찬가지로 혼합 정수선형계획법(mixed integer linear programming)으로 구성되어 있으며 앞에서 설명된 목적함수와 제약 조건들을 요약하면 다음과 같다.

Find:

$$b, \bar{b}, m_{hi}, t_i, \bar{t}_i, \Phi(h, i), \overline{\Phi(h, i)}, w_i, \bar{w}_i, \Delta_k, S_{ik}$$

Maximize 식(14)

Subject to 식(9), 식(13), 식(15~17), 식(22~25), 식(27~38)

위와 같이 정식화된 모형에서  $n$ 개 교차로를 갖는  $m$ 개 도로로 구성된 도로망에서 모든 도로를 연동시킬 경우  $(5m \times n + 48n - 5m + 2)$ 개의 제약식이 필요하고, 통과폭( $b$ )은 도로마다 방향별로 산정되며 루프정수( $m_{hi}$ )는 연동대상 도로별로 (교차로수-1)개,  $\alpha$ 는 교차로마다 16개가 산정되고 이에 따라 각 이동류별 녹색시작시간( $S_{ik}$ )과 방향별 적색시간 중심간의 간격( $\Delta_k$ )이 산정된다.

IV. 모형적용 및 결과분석

앞에서 구축된 모형과 기존 모형의 적용 및 평가를 위하여 두 개 모형의 적용이 가능한 〈그림 1〉과 같은 4개 교차로로 구성된 도로망에 적용하였다. 도로용량은 도로 1은 직진 3개차로와 좌회전 차로 1개를 갖고 나머지 도로들은 직진차로 2개 좌회전차로 1개씩을 갖는다. 회전방향별 포화교통류율은 직진차로 1,800 pcphpl, 직진과 우회전차량이 이용하는 가로변 차로 1,700 pcphpl, 좌회전차로 1,500pcphpl을 적용하였다. 방향별, 도로별 가중치에 대한  $\beta_i, \beta_{ij}$ 는 1을 적용하였다. 교차로별 회전교통량은 〈표 3〉과 같다. 신호주기는 60초~150초사이에서 최적화가 이루어지도록 하였으며, 연동신호계획에 영향을 주는 교차로간 간격을 달리하여 모형의 특성을 파악하였다. 이와 같은 전제하에 범용선형계획프로그램인 LINDO를 사용하였다. 그리고 최적화된 결과를 NETSIM을 사용하여 시뮬레이션을 실시하여 N.A. Chaudary 모형과 비교하였다.

〈표 4〉에 의하면 거리 변화에 따라 통과폭은 동일하게 산정되었는데 이는 목적함수가 통과폭을 최대화하는 모형이므로 신호주기, 옵셋 및 현시순서를 우선적으로 바꾸면서 가능한한 최대통과폭을 유지시켜주는 통과폭모형의 특성을 반영해준 것으로 분석된다.

〈표 3〉 교차로별 회전 교통량

		교차로 A		교차로 B		교차로 C		교차로 D	
		N 방향	S 방향	N 방향	S 방향	N 방향	S 방향	N 방향	S 방향
좌회전	가로축	206	172	211	177	105	105	108	114
	세로축	105	105	128	105	122	100	122	102
직진	가로축	1030	860	1043	870	189	189	220	224
	세로축	189	189	640	524	612	500	250	219
우회전	가로축	138	114	141	118	126	126	131	140
	세로축	126	126	85	70	81	67	149	126

〈표 4〉 통과폭 산정 결과

교차로 간격		도로 1		도로 2		도로 3		도로 4	
		out 방향	in 방향	out 방향	in 방향	out 방향	in 방향	out 방향	in 방향
200 m	Chaudary	0.345	0.315	0.335	0.298	0.151	0.151	0.182	0.182
	본 모형	0.352	0.315	0.335	0.298	0.151	0.151	0.182	0.182
300 m	Chaudary	0.345	0.315	0.335	0.298	0.151	0.151	0.182	0.182
	본 모형	0.352	0.315	0.335	0.298	0.151	0.151	0.182	0.182
500 m	Chaudary	0.345	0.315	0.335	0.298	0.151	0.151	0.182	0.182
	본 모형	0.352	0.315	0.335	0.298	0.151	0.151	0.182	0.182
700 m	Chaudary	0.345	0.315	0.335	0.298	0.151	0.151	0.182	0.182
	본 모형	0.352	0.315	0.335	0.298	0.151	0.151	0.182	0.182

주 : 통과폭은 주기에 대한 비율임

〈표 5〉 신호주기 산정 결과

교차로간격 (m)		200m	300m	500m	700m
주기 (초)	Chaudary	136초	150초	65초	82초
	본 모형	135초	145초	62초	80초

기존 Chaudary 모형과 비교해보면 도로 1 out방향에서 2% 정도 통과폭이 크고 다른 곳에서는 동일한 것으로 나타나 본 모형이 보다 큰 통과폭을 산정해 주는 것으로 나타났다.

〈표 5〉의 최적화된 신호주기는 통과폭과는 달리 거리에 따라 민감하게 진동하는 것으로 분석되었는데 이는 옴셋 산정에 있어서 주요 변수인 거리에 대한 통과폭모형의 특성이 반영된 결과이다. 분석결과에 의하면 교차로간 간격이 500m 일때가 62초로 신호주기가 가장 작고 300m에서 145초로 가장 크게 최적화 되었다. Chaudary 모형과 비교해 보면 신호주기 변화패턴이 비슷한 것으로 나타났고, 본 모형이

보다 작은 신호주기를 산정 하는 것으로 나타났다.

현시순서도 〈표 6〉과 같이 신호주기와 마찬가지로 교차로간 간격에 따라 아주 다양하게 변화되어 거리마다 다른 최적현시 순서가 산정되었다.

시뮬레이션 결과인 〈표 7〉에 의하면 평균지체시간은 교통량이 같더라도 교차로 간격에 의해서 크게 달라지는 것으로 나타났다. 그러나 거리에 따라 일정한 현상은 나타나지 않았다. 〈표 6〉에 의하면 거리 500m에서 지체가 51.0 초/대로 가장 작고 거리 300m에서 75.6초/대로 가장 큰 것으로 분석되었다. Chaudary 모형과 비교하면 모든 경우에 있어 지체시간을 줄이는 것으로 나타났다.

〈표 6〉 현시순서 산정 결과

교차로 간격	교차로 A		교차로 B		교차로 C		교차로 D	
	선행	후행	선행	후행	선행	후행	선행	후행
200 m	도로 1 ④	도로 4 ①	도로 1 ③	도로 2 ④	도로 3 ④	도로 2 ①	도로 1 ①	도로 4 ④
300 m	도로 4 ①	도로 1 ④	도로 1 ③	도로 2 ④	도로 3 ②	도로 2 ②	도로 4 ④	도로 1 ①
500 m	도로 4 ①	도로 1 ③	도로 1 ④	도로 2 ③	도로 2 ③	도로 3 ④	도로 4 ④	도로 1 ①
700 m	도로 4 ①	도로 1 ④	도로 2 ③	도로 1 ④	도로 2 ③	도로 3 ④	도로 4 ④	도로 1 ③

주 : 현시순서 번호는 〈표 1〉 참조



<표 7> 시뮬레이션 결과

교차로간격(m)		200m	300m	500m	700m
평균지체시간(초/대)	Chaudary	72.6	103.8	52.2	70.8
	본 모형	70.2	75.6	51.0	65.4

V. 결론 및 제언

본 연구에서는 일반적인 네트워크에서의 교통흐름을 동시에 제어하는 신호최적화모형을 구축하였다. 본 모형은 도로별 방향별 교통량과 용량을 고려해주는 통과폭을 최대화하면서 신호주기, 녹색시간, 현시순서 및 윽셋을 최적화 해주는 모형으로 혼합정수선형계획법으로 구성되어 있다. 특히 본 모형은 이동류별로 녹색시간을 산정하고 이들을 이용하여 현시순서를 최적화함으로써 교차로에서 모든 회전 이동류들에 대한 현시순서 최적화가 가능해졌다. 그리고 현시타입(이동류 그룹) 들간에 현시순서를 산정 하여주는 기존 모형들과 달리 이동류별 녹색시작시간 및 녹색시간을 신호최적화모형에 적용함으로써 5지 교차로나 횡단보도 등 다양한 교차로 기하구조에 기존 모형에 비해 쉽게 적용할 수 있다. 모형 적용결과에 의하면 신호주기는 교통량뿐만 아니라 교차로 간격에 따라 크게 진동하는 것으로 나타나 기존의 교통축 제어 통과폭모형의 특성을 그대로 보여 주는 것으로 나타났다. 또한 시뮬레이션 결과에 의하면 도로망에서 발생하는 지체시간은 교통량이 같더라도 교차로 간격에 의해서도 크게 달라지는 것으로 나타났다. 그리고 대체로 본 연구에서 제시된 모형이 기존 모형보다 통과폭을 증대시키면서 지체시간을 줄이는 것으로 나타났다.

본 연구에서는 도로망의 모든 교차로를 동시에 최적화하기 위하여 공통신호주기를 사용하였다. 이로 인하여 도로폭이 작은 교차로의 경우는 신호주기가 과도하게 커질 수 있고 그 반대의 경우도 생길 수 있다. 따라서 이러한 문제를 극복하기 위한 네트워크상의 도로별 폭과 교통량 등을 반영하여 교차로마다 서로 다른 배수(double cycle)에 해당되는 주기로 최적화 할 수 있는 연구가 향후 계속되어야 할 것이다.

참고문헌

1. 신언교, 김영찬 (1997). "혼합정수선형계획법을 응용한 간선도로 신호연동화모형 개선에 관한 연구", 대한교통학회지. 제15권 제3호, pp.53~74.
2. Chaudhary N.A. (1987). "A Mixed Integer Linear Programming Approach for Obtaining An Optimal Signal Timing Plan in General Traffic Networks", A Dissertation Submitted to the Graduate Collage of Texas A&M University.
3. Gartner N. H., Assmann S. F., Lasaga F., and Hou D. L.(1991). "A MULTI-BAND Approach to Arterial Traffic Signal Optimization", Transportation Research, Vol 25B, pp.55~74.
4. Little J. D. C. and Kelson M. D.(1980). "Optimal Signal Timing for Arterial Signal System", Federal Highway Administration, December.
5. Roupail N. M. and Khatib Z. K.(1993). "Arterial Signal Optimization Considering Left-Turn Control", Transportation Research record 1456.
6. Tsay H. S. and Lin L. J.(1988). "New Algorithm for Solving the Maximum Progression Bandwidth", Transportation Research record 1194, pp.15~30.
7. Webster F.V. and Cobbe B. M. (1966). "Traffic Signals", Road Research Technical Paper No. 56, Road Research Laboratory, London.
9. Improta G. and Cantarella G. E. (1984). "Control System Design for an Individual Signalized junction", Transportation Research Vol 18B(2), pp.147~167.