

□ 論 文 □

**혼합정수선형계획법을 응용한
간선도로 신호연동화모형 개선에 관한 연구**
The Improvement of Signal Timing Model with Mixed Integer Linear Programming
for Coordinated Arterials

辛 彦 教

((주) 용마엔지니어링 상무이사)

金 永 燦

(서울시립대학교 도시공학과 조교수)

目 次

- | | |
|---|---|
| <p>I. 서 론</p> <p>II. KS_SIGNAL 검토</p> <p>III. 모형의 개발</p> <p style="padding-left: 20px;">1. 지체모형 원리</p> <p style="padding-left: 20px;">2. 녹색시간 산정</p> <p style="padding-left: 20px;">3. 목적함수</p> <p style="padding-left: 20px;">4. 제약조건</p> <p style="padding-left: 20px;">5. 모형의 최종형태</p> | <p>6. 모형의 전산화</p> <p>IV. 모형의 적용 및 민감도분석</p> <p style="padding-left: 20px;">1. 모형적용 결과</p> <p style="padding-left: 20px;">2. 민감도분석</p> <p>V. 모형의 평가</p> <p style="padding-left: 20px;">1. 평가절차</p> <p style="padding-left: 20px;">2. 평가결과</p> <p>VI. 결론 및 제언</p> |
|---|---|

요 약

신호연동화모형에서 통과폭모형은 지체를 최소화하지 못하고 지체도모형은 좌회전현시순서를 최적화하지 못한다. 이러한 모형의 단점을 극복하고자 개발된 KS_SIGNAL은 지체를 최소화하는 신호연동화모형이지만 지체를 산정하는데 있어 많은 한계를 갖고 있다. 본 연구에서는 기존에 개발된 KS_SIGNAL의 지체모형을 개선하여 보다 우수한 연동신호시간과 현시순서를 산정해주는 신호최적화모형(KS_SIGNAL II)을 개발하여 FORTRAN 언어로 전산화하였다. 개발된 모형은 다양한 평가를 통하여 기존 모형들보다 전반적으로 우수한 것으로 입증되었다. 본 모형을 통하여 차량 출발 및 도착 형태에 따른 대기차량 소거시간을 고려하는 옵션 산정이 가능해져 지체를 최소화하는 간선도로의 신호최적화모형으로 활용될 경우 도로기능제고 및 지체도 감소에 의한 편익을 얻을 수 있다.

I. 서 론

간선도로의 효율적인 교통처리와 안전을 도모하기 위한 방법으로 교차로간 신호운영요소를 조정하여 차량을 연속적으로 진행시키는 신호연동화(progression)가 널리 사용되어 왔다. 신호연동화가 잘 이루어지면 차량들의 속도가 균일해지고 녹색시간에 도착하기 때문에 신호위반 등을 줄일 수 있어 차량간 안전이 증진되고 연료소모량 및 각종 공해 등을 줄일 수 있다.

신호연동화모형으로는 통과폭모형과 지체도모형 그리고 이 두가지 모형의 결합방법등 3가지로 나뉘어진다. 그러나 지체도모형은 현시순서를 최적화시키지 못하고 통과폭모형은 지체를 최소화시키지 못한다. 그리고 지체를 줄이기 위하여 통과폭모형의 현시순서를 지체도모형에 사용한 결합방법에 의한 기존 연구들도 지체를 줄이는데 한계가 있어 큰 효과는 보지 못했다.¹⁾²⁾³⁾⁴⁾⁵⁾

이러한 모형의 단점을 극복하고자 지난 논문⁶⁾에서 지체최소화와 현시순서 최적화를 동시에 수행하는 KS_SIGNAL을 개발하였다. 그리고 기존 모형들에 비해 일부 경우를 제외하면 우수성이 입증되었다. 본 연구의 목적은 기존에 개발된 KS_SIGNAL을 개선하여 보다 우수한 연동신호시간과 현시순서를 산정해주는 신호최적화모형(KS_SIGNAL II)을 개발하여 간선도로의 소통을 증진하고, 전산화를 통하여 모형의 활용을 널리 도모하고자 하는데 있다.

II. KS_SIGNAL 검토

KS_SIGNAL은 지체를 최소화하면서 연동화신호체계를 최적화하는 모형으로서 전통적인 통과폭모형을 지체를 고려할 수 있도록 개선한

모형으로 다음과 같은 혼합정수선형계획법(mixed integer linear programming)으로 구성되어 있다.

1. 목적함수

N개 교차로를 갖는 간선도로의 목적함수는 다음과 같이 차량진행방해시간과 차량도착률의 곱으로 지체를 나타내 준다. 용어정의에 있어 아래첨자(h, i, j)는 교차로번호를 나타내주는데 i 교차로를 기준으로 h 교차로는 N방향 상류부교차로(S방향 하류부교차로), j 교차로는 N방향 하류부교차로(S방향 상류부교차로)를 의미한다.

$$\min \sum_{i=1}^{i=N} [\alpha_i IFP_i + \beta_i IRP_i + \gamma_i (r_i - IFP_i - IRP_i) + \bar{\alpha}_i \overline{IFP}_i + \bar{\beta}_i \overline{IRP}_i + \bar{\gamma}_i (\bar{r}_i - \overline{IFP}_i - \overline{IRP}_i)]$$

여기서, $IFP_i, IRP_i, \overline{IFP}_i, \overline{IRP}_i =$ 직진방해시간의 비음(nonnegative)조건을 만족시켜주는 변수

$r_i, (\bar{r}_i) = i$ 교차로의 N방향(S방향) 적색시간
 $\alpha_i, \beta_i, \gamma_i = i$ 교차로 전방직진방해시간, 후방직진방해시간, 회전차량방해시간대의 차량 도착률

$\beta_i, (\bar{\beta}_i)$ 계산

$$\beta_i = V_{MT, h} / (g_h \times 3600) + NC_i / 3600$$

$$\bar{\beta}_i = \overline{V}_{MT, j} / (\bar{g}_j \times 3600) + \overline{NC}_i / 3600$$

$$NC_i = (V_{MT, h} + V_{CR, h} + \overline{V}_{CL, h}) - (V_{MT, i} + V_{MR, i} + V_{ML, i})$$

$$\overline{NC}_i = (\overline{V}_{MT, j} + \overline{V}_{CR, j} + V_{CL, j}) - (\overline{V}_{MT, i} + \overline{V}_{MR, i} + \overline{V}_{ML, i})$$

여기서, $g_h, (\bar{g}_j) = h$ 교차로 (j 교차로)의 N방향(S방향) 녹색시간

$NC_i, (\overline{NC}_i) =$ 링크내 진출입교통량으로 모든 시간대에 균일하게 분포됨

$\alpha_i, (\bar{\alpha}_i)$ 계산

$\beta_i \geq \bar{\beta}_i$ 인 경우

$$\alpha_i = SH_h \times N_h / 3600$$

$$\bar{\alpha}_i = \alpha_i (\bar{\beta}_i / \beta_i)$$

$\beta_i \leq \bar{\beta}_i$ 인 경우

$$\bar{\alpha}_i = \overline{SH}_j \times \overline{N}_j / 3600$$

$$\alpha_i = \bar{\alpha}_i (\beta_i / \bar{\beta}_i)$$

여기서, $SH_h (\overline{SH}_j) = h$ 교차로 (j 교차로)의 N방향(S방향) 직진차로당 포화교통류율

$N_h (\overline{N}_j) = h$ 교차로 (j 교차로)의 N방향(S방향) 상류교차로의 직진차로수

$\gamma_i (\bar{\gamma}_i)$ 계산

$$\gamma_i = (V_{CRh} + \sqrt{V_{CLh}}) / (r_h \times 3600) + NC_i / 3600$$

$$\bar{\gamma}_i = (\sqrt{V_{CRi}} + V_{CLi}) / (\bar{r}_i \times 3600) + NC_i / 3600$$

2. 제약조건(constraints)

1) 기하학적 제약조건(geometric constraints)

$$\Delta h - \Delta i + t(h, i) + \bar{t}(h, i) + IF_i - \overline{IR}_h + 1/2$$

$$(r_h + \bar{r}_h) - 1/2 (\gamma_i + \bar{\gamma}_i) = m_i \quad (1)$$

여기서, $t(h, i) [\bar{t}(h, i)] = h$ 교차로(i 교차로)에서 i 교차로(h 교차로)까지의 N(S)방향 차량 진행시간으로 주기에 대한 비율

$\phi(h, i) [\bar{\phi}(h, i)] =$ 노드간 읍셋, h 교차로 (i 교차로)의 적색신호시간 중심에서 N(S)방향 특정 i 교차로(h 교차로)의 적색신호시간 중심까지의 시간으로 주기에 대한 비율

$\Delta i =$ 노드내 읍셋, \bar{r}_i 의 중심에서 가장 가까운 r_i 의 중심까지의 시간으로 주기에 대한 비율로 r_i 의 중심이 \bar{r}_i 의 중심 오른쪽에 있을 때 양의 값을 갖음

$$m_i = \text{정수}$$

2) 신호주기 제약조건(common cycle length constraints)

$$1 - r_h = IF_i + (1 - r_i) + IR_i \quad (2-a)$$

$$1 - \bar{r}_i = \overline{IF}_h + (1 - \bar{r}_h) + \overline{IR}_h \quad (2-b)$$

여기서, $IF_i (\overline{IF}_i) = i$ 교차로의 N방향(S방향) 전방직진방해시간으로 상류부교차로에서 출발한 직진차량군의 전반부가 하류부교차로의 적색시간에 의해 차단되는 시간을 나타내는데 통행을 방해할 때가 양수이고 방해하지 않을 때는 음수값을 갖음

$IR_i (\overline{IR}_i) = i$ 교차로의 N방향(S방향) 후방직진방해시간으로 상류부교차로에서 출발한 직진차량군의 후반부가 하류부교차로의 적색시간에 의해 차단되는 시간을 나타내는데 부호는 전방직진방해시간과 같음

3) 직진방해시간 제약조건(through interference interval constraints)

① 직진방해시간 제약조건

$$-(1 - r_i) \leq IF_i \leq r_i \quad (3-a)$$

$$-(1 - r_i) \leq IR_i \leq r_i \quad (3-b)$$

$$-(1 - \bar{r}_h) \leq \overline{IF}_h \leq \bar{r}_h \quad (3-c)$$

$$-(1 - \bar{r}_h) \leq \overline{IR}_h \leq \bar{r}_h \quad (3-d)$$

② 지체 비음(non-negative) 제약조건

$$IFP_i (\overline{IFP}_i) \geq 0 \quad (4-a(a'))$$

$$IFP_i (\overline{IFP}_i) \geq IF_i (\overline{IF}_i) \quad (4-b(b'))$$

$$IFP_i (\overline{IFP}_i) \leq MZ_{\bar{r}_i} (\overline{Z}_{\bar{r}_i}) \quad (4-c(c'))$$

$$IFP_i (\overline{IFP}_i) - IF_i (\overline{IF}_i) \leq M(1 - Z_{\bar{r}_i} (\overline{Z}_{\bar{r}_i})) \quad (4-d(d'))$$

$$IRP_i (\overline{IRP}_i) \geq 0 \quad (4-e(e'))$$

$$IRP_i (\overline{IRP}_i) \geq IR_i (\overline{IR}_i) \quad (4-f(f'))$$

$$IRP_i (\overline{IRP}_i) \leq MZ_{\bar{r}_i} (\overline{Z}_{\bar{r}_i}) \quad (4-g(g'))$$

$$IRP_i (\overline{IRP}_i) - IR_i (\overline{IR}_i) \leq M(1 - Z_{\bar{r}_i} (\overline{Z}_{\bar{r}_i})) \quad (4-h(h'))$$

여기서, $Z_i, Z_i, \bar{Z}_i, \bar{Z}_i =$ 이진변수 ($Z_i = 0$ 이면 $IFP_i = 0, Z_i = 1$ 이면 $IFP_i = IF_i$)

$M =$ 큰 정수(big integer)

4) 노드내 읍셋 제약조건(inbound and outbound offset constraints)

$$\Delta_i = 1/2 [(2\bar{\delta}_i - 1)l_i - (2\delta_i - 1)\bar{l}_i] \quad (5)$$

여기서, $\delta_i, (\bar{\delta}_i) =$ 이진변수(binary integer)

3. 모형 진단

KS_SIGNAL의 특징을 요약하면 다음과 같다.

첫째, 모형에서 고려하는 교통량은 직진교통량, 교차도로에서의 좌·우회전으로 진입되는 교통량, 링크내에서의 진·출입교통량으로 구분된다.

둘째, 직진차량은 전방직진방해시간에는 포화교통류율로 도착하고 후방직진방해시간에는 직진차량 평균도착률로 도착한다고 가정하여 교통류를 단순하게 처리하고 있다. 그리고 회전교통량은 적색시간동안 균일하게 출발하고 링크내 진·출입차량은 모든 시간대에 균일하게 분포한다.

셋째, 차량군은 녹색시간의 전반부에 대기차량이 소거되는 포화교통류율 차량군과 후반부의 직진차량 평균도착률로 구성되며 차량군분산은 고려하지 않는다.

넷째, 차량도착률은 먼저 방향별 직진차량 평균도착률을 산정한다음 방향별 비율에 따라 포화교통류율에 의한 도착률을 계산하는데 포화교통류율에 의한 도착률은 교통량 비율에 따라 그 크기가 변한다는 것보다는 대기차량소거시간에 따라 도착시간대 크기가 변한다.

III. 모형의 개발

본 연구에서 개발되는 모형은 KS_SIGNAL을 개선한 모형으로 KS_SIGNAL II라고 정의한다. KS_SIGNAL II는 KS_SIGNAL과 교통류이론은 동일하지만 지체산정모형을 개선하여 주기, 신호시간, 현시순서, 읍셋들을 최적화 해주는 혼합정수선형계획법의 거시적교통류모형이다.

1. 지체모형 원리

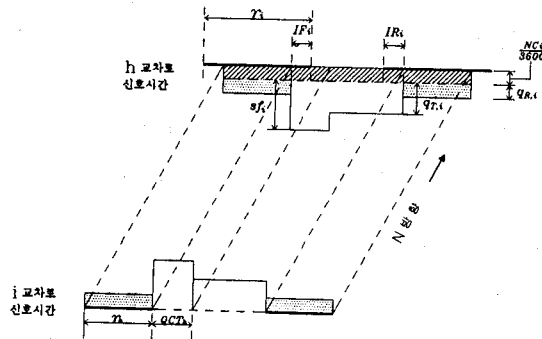
지체는 비선형함수이기 때문에 차량진행시·공도를 기초로 하는 신호연동화모형에서는 지체를 고려하지 못해 왔다. 이를 극복하기 위하여 KS_SIGNAL에서는 지체를 직진방해시간과 차량도착률의 곱으로 표현하여 지체를 간접적으로 표현하므로써 통과폭모형의 목적함수로 도입하는데 성공하였다. 그러나 기존 모형은 전방직진방해시간과 후방직진방해시간에 발생되는 대기차량발생패턴을 각각 확일적으로 포화교통류율과 직진차량평균도착률로 발생하는 경우만을 고려하고 있어 읍셋변화에 따른 다양한 대기차량발생패턴을 고려하지 못하고 모형내에서 대기차량소거시간 산정도 불가능하다. 따라서 본 연구에서는 읍셋변화에 따른 대기차량발생패턴을 다양화하여 현실화하고 대기차량소거시간을 산정하고 대기차량이나 대기차량소거시간을 이용하여 지체를 간접적으로 선형화하였는데 그 원리는 다음과 같다.

1) 대기차량 산정요소

신호등이 설치된 간선도로상에서 인접된 두 개 교차로에서의 차량출발 및 도착형태는 <그림 3-1>과 같다. 본 연구에서는 적색시간을 전방직진방해시간(IF_i)과 후방직진방해시간(IR_i)으로 나누었는데 이들 시간을 제외한 나머지

적색시간이 회전차량방해시간이 된다. 그리고 대기차량은 직진방해시간에 차량도착률을 곱하여 구해지는데 직진방해시간이 음수인 경우는 대기차량도 음수가 되어 문제가 발생된다. 따라서 이러한 문제를 해결하기 위해서는 직진방해

시간의 비음조건을 만족하는 새로운 변수인 IFP_i , \overline{IFP}_i , IRP_i , \overline{IRP}_i 를 이용한 기존 모형의 지체비율 제약조건인 식(4)를 만족시켜야 한다. 즉, IF_i 가 음수이면 IFP_i 는 0이 되고 IF_i 가 양수이면 IFP_i 는 IF_i 가 된다.

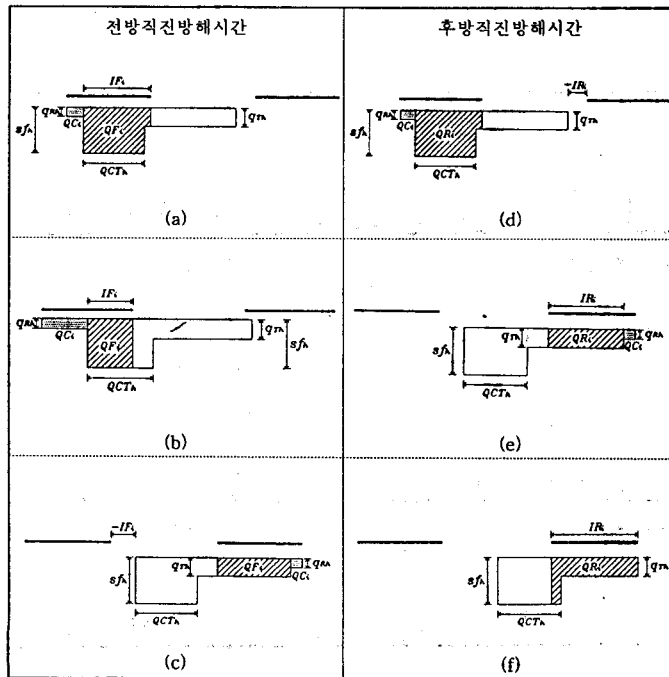


〈그림 3-1〉 차량 출발 및 도착형태

2) 대기차량 발생패턴

적색시간에 발생하는 대기차량은 읍셋과 도착차량군에 따라 다르게 나타나는데, 읍셋변화

에 따른 차량도착분포 형태는 〈그림 3-2〉와 같다. 이 그림에서 빗금친 부분은 적색시간에 의해 발생하는 대기차량이다.



〈그림 3-2〉 읍셋 변화에 따른 도착차량군 형태

<그림 3-2>에서 다음과 같은 용어가 정의된다.

$Q_{Fi} = i$ 교차로에서 전방직진방해시간에 의하여 발생하는 직진차량의 대기차량

$Q_{Ri} = i$ 교차로에서 후방직진방해시간에 의하여 발생하는 직진차량의 대기차량

$Q_{Gi} = i$ 교차로에서 직진방해시간외의 적색시간에 의하여 발생하는 회전차량의 대기차량

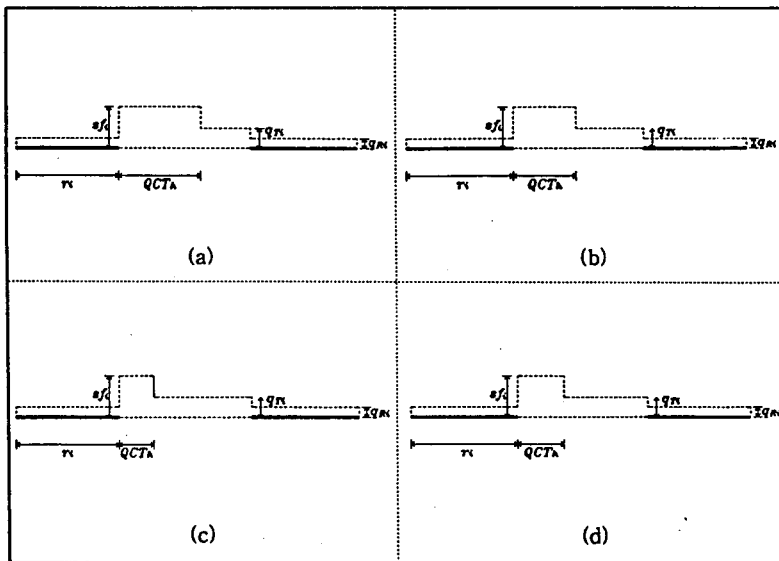
$QCT_h = h$ 교차로의 대기차량 소거시간

<그림 3-2>에서 (a)와 (d), (c)와 (e)는 각각 같은 경우이나 전방직진방해시간과 후방직진방해시간 패턴을 구분하기 위하여 편의상 나누는 것이다. (a), (b), (c)는 윗셋변화에 따른 전방직진방해시간에 의한 전방직진차량군의 대기차량 발생패턴을 묘사해주는데 (a)와 (b)는 전방직진방해시간이 양수인 경우로 전방직진차량군의 대기차량이 발생하는 경우이고, (c)는 전방직진방해시간이 음수인 경우로 대기차량이 발생되

지 않는 경우이다.

(d), (e), (f)는 후방직진방해시간에 의하여 발생하는 후방직진차량군의 대기차량 패턴을 보여준다. (d)는 후방직진방해시간이 음수이므로 대기차량이 발생되지 않는 경우이고, (e)와 (f)는 후방직진방해시간이 양수이므로 후방직진차량군의 대기차량이 발생하는 경우이다. 그리고 모든 경우에 있어서 직진차량방해시간 외의 적색시간에는 회전차량에 의해서 대기차량이 발생하게 된다.

<그림 3-3>은 윗셋 변화에 의한 차량도착분포에 따른 차량출발분포이다. 그림에서 (a)는 <그림 3-2>에서 (a)와 (d)의 경우를 나타내며 (c)는 (c)와 (e)를 나타내고 (d)는 (f)의 경우이다. 차량출발 분포는 도착형태에 따라 산정되며 대기차량소거시간 동안에는 포화교통류율로 출발하고 나머지 녹색시간 동안에는 평균직진교통류율로 출발하게 된다. 그리고 적색시간동안에는 평균회전교통류율로 출발하게 된다.



<그림 3-3> 윗셋 변화에 따른 출발 차량군 형태

3) 차량 출발 및 도착률 산정

상류부교차로에서 차량출발률은 대기차량이 있는 경우에는 <그림 3-1>과 같이 녹색시간 처음에는 대기차량이 소거되는 포화교통류율(sf_i)에 따르고 대기차량이 소거된 후에는 직진차량 평균출발률($q_{T,i}$), 그리고 적색시간에는 회전차량 평균출발률($q_{R,i}$)에 따른다. 하류부교차로에서 차량도착률은 차량군분산이 없는 것으로 가정하였으므로 링크내 진출입교통량이 없는 경우에는 차량출발률과 같게 도착되나 링크내 진출입교통량에 따라 증감된다.

이러한 차량도착률 값들 중 먼저 포화교통류율에 의한 도착률(sf_i) 값은 다음과 같이 산정할 수 있다.

$$sf_i = SF_h / 3600 \text{ (대/초)}$$

<그림 3-2>에서 링크내 진출입교통량은 모든 시간대에 동일하게 분포한다고 가정하였으므로 직진차량 평균도착률($q_{T,i}$)은 다음과 같다.

$$q_{T,i} = V_{MT,h} / (g_h \times 3600) + NC_i / 3600 \text{ (대/초)}$$

또한, 회전차량 평균도착률($q_{R,i}$)값 산정은 다음식과 같다.

$$q_{R,i} = (V_{CR,h} + \bar{V}_{CL,h}) / (\gamma_h \times 3600) + NC_i / 3600 \text{ (대/초)}$$

4) 대기차량 및 대기차량소거시간 산정

본 연구에서는 대기차량을 전방직진차량 대기차량, 후방직진차량 대기차량 그리고 회전차량 대기차량 등 세가지로 구분하였다. 그리고 이들 대기차량을 소거하는데 소요되는 시간은 주기에 대한 비율로 표현된다.

① 전방직진차량군 대기차량 및 소거시간

음셋에 따라 발생하는 대기차량은 <그림 3-2>와 같이 i 교차로의 전방직진차량군 대기차량(QF_i)은 전방직진방해시간(IF_i)이 상류교차로의 대기차량소거시간(QCT_h)보다 클 때(그림3-2(a))와 작을때(그림 3-2(b))가 다르게 발생하는데 전방직진방해시간(IF_i)이 상류교차로 대기차량소거시간(QCT_h)보다 클때는 다음식과 같다.

$$QF_i = sf_i \times QCT_h \times C + q_{T,i} (IFP_i - QCT_h) \times C$$

윗식에 의하여 산정된 대기차량(QF_i)을 소거하는데 소요되는 시간은 대기차량은 포화교통류율로 출발되는 것으로 간주하여 포화교통류율 차두간격을 곱하여 구할 수 있는데 본 모형에 적용되기 위해서는 이 소거시간도 주기에 대한 비율로 변환되어야 한다. 따라서 다음과 같이 대기차량소거시간을 구할 수 있다.

$$QCTF_i = sf_i \times QCT_h \times sh_i + q_{T,i} (IFP_i - QCT_h) \times sh_i$$

여기서, $sh_i =$ 포화교통류율 차두간격($1/SF_i$)

전방직진방해시간(IF_i)이 대기차량소거시간(QCT_h)보다 작은 경우의 직진차량군 대기차량과 대기차량소거시간은 다음과 같이 산정할 수 있다.

$$QF_i = sf_i \times IFP_i \times C$$

$$QCTF_i = sf_i \times IFP_i \times sh_i$$

전방직진차량군 대기차량소거시간($QCTF_i$)은 위와 같이 두가지 경우에 각각 다르게 산정된다. 이를 새로운 변수 $IFFP_i$ 를 사용하여 표현하면 다음과 같다.

$$IFFP_i(\overline{IFFP}_h) = \max \{0, (IF_i - QCT_h(\overline{IF}_h - \overline{QCT}_i))\} \quad (6-a(a'))$$

$$QCTF_i = sf_i \times IFP_i \times sh_i - sf_i \times IFFP_i \times sh_i + q_{T,i} \times IFFP_i \times sh_i \quad (7)$$

식 (6-a(a'))을 선형화하면 다음과 같다.

$$IFFP_i(\overline{IFFP}_h) \geq 0 \quad (8-a(a'))$$

$$IFFP_i(\overline{IFFP}_i) \geq (IF_i - QCT_h(\overline{IF}_h - \overline{QCT}_i)) \quad (8-b(b'))$$

$$IFFP_i(\overline{IFFP}_i) \leq M \times Z_{m_i}(\overline{Z}_{m_i}) \quad (8-c(c'))$$

$$IFFP_i(\overline{IFFP}_i) - (IF_i - QCT_h(\overline{IF}_h - \overline{QCT}_i)) \leq M(1 - Z_{m_i}(\overline{Z}_{m_i})) \quad (8-a(a'))$$

여기서 $Z_{m_i}, \overline{Z}_{m_i} =$ 이진 변수(binary integer)

② 후방직진차량군 대기차량 및 소거시간

지체를 최소화하기 위해서는 <그림 3-1>과 같이 후방직진방해시간에 의한 대기차량은 평균직진차량 도착률로 도착하게 되는 것이 일반적이나 양방향 연동처리를 위하여 부득이한 경우에는 <그림 3-2(f)>와 같이 포화교통류율로 도착하는 경우도 발생될 수 있다. 즉, N방향 전방직진차량군과 마찬가지로 후방직진차량군에 의한 대기차량 발생형태도 다음과 같이 두가지 경우로 일반화될 수 있다.

첫째, $QCT_h - IF_i \leq 1-r_i$ 인 경우(그림 3-2(e))는 다음과 같이 대기차량이 발생된다.

$$QR_i = q_{T,i} \times IRP_i \times C$$

$$QCTR_i = q_{T,i} \times IRP_i \times sh_i$$

둘째, $QCT_h - IF_i \geq 1-r_i$ 인 경우(그림 3-2(f))는 다음과 같이 대기차량이 발생된다.

$$QR_i = q_{T,i} (IRP_i - (QCT_h - IF_i - (1-r_i)))C + sf_i(QCT_h - IF_i - (1-r_i))C$$

$$QCTR_i = q_{T,i} (IRP_i - (QCT_h - IF_i - (1-r_i)))sh_i + sf_i(QCT_h - IF_i - (1-r_i))sh_i$$

위의 경우도 전방직진차량군의 경우와 마찬가지로 $IRRP_i$ 를 사용하여 다음과 같은 식으로 표현할 수 있다.

$$IRRP_i = \max \{0, (QCT_h - IF_i - (1-r_i))\} \quad (9)$$

$$QCTR_i = q_{T,i} (IRP_i - IRRP_i)sh_i + sf_i \times IRRP_i \times sh_i \quad (10)$$

식(9)를 선형화하면 다음과 같다.

$$IRRP_i \geq 0 \quad (11-a(a'))$$

$$IRRP_i \geq QCT_h - IF_i - (1-r_i) \quad (11-b(b'))$$

$$IRRP_i \leq M \times Z_{m_i} \quad (11-c(c'))$$

$$IRRP_i - (QCT_h - IF_i - (1-r_i)) \leq M(1 - Z_{m_i}) \quad (11-d(d'))$$

여기서 $Z_{m_i} =$ 이진 변수(binary integer)

S방향 경우도 전방직진차량군과 마찬가지로 산정할 수 있다.

③ 회전차량군 대기차량 및 소거시간

<그림 3-1>과 같이 교차도로에서 좌·우회전으로 유입되는 회전차량군은 상류교차로의 적색시간동안 일정하게 출발하는 것으로 간주되고 이들 차량에 대한 통행장애시간은 적색시간 중 직진방해시간을 뺀 적색시간이 된다. 그런데 직진방해시간이 음수인 경우는 빼면 적색시간이 실제보다 더 크게 되어 실제보다 많은 대기차량이 산정된다. 따라서 직진방해시간이 음수인 경우에는 음수대신 '0'으로 변환되어야 한다. 이러한 조건을 만족시키는 회전차량 대기차량과 대기차량소거시간은 직진방해시간의 비음 조건을 만족하는 변수(IFP_i, IRP_i)를 사용하여

각각 다음과 같이 계산된다.

$$\begin{aligned}
 QC_i &= q_{R,i} (r_i - IFP_i - IRP_i) \times C \\
 QCTC_i &= q_{R,i} (r_i - IFP_i - IRP_i) \times sh_i
 \end{aligned}
 \tag{13-a}$$

④ 총대기차량 및 소거시간

교차로의 접근로에서 발생하는 총대기차량 (Q_i)은 앞에서 구한 세가지 대기차량을 더하면 된다.

$$Q_i = QF_i + QR_i + QC_i$$

윗식에 앞에서 각각 산정된 값들을 대입하면 다음식을 얻는다.

$$\begin{aligned}
 Q_i &= sf_i \times IFP_i \times C - sf_i \times IFFP_i \times C + q_{T,i} \\
 &\quad \times FFP_i \times C + q_{T,i} (IRP_i - IRRP_i) \times C \\
 &\quad + sf_i \times IRRP_i \times C + q_{R,i} (r_i - IFP_i - IRP_i) \\
 &\quad \times C
 \end{aligned}$$

총대기차량소거시간(QCT_i)도 마찬가지로 다음식으로 구할수 있다.

$$\begin{aligned}
 QCT_i &= QCTF_i + QCTR_i + QCTC_i \\
 QCT_i &= sf_i \times IFP_i \times sh_i - sf_i \times IFFP_i \times sh_i + \\
 &\quad q_{T,i} \times IFFP_i \times sh_i + q_{T,i} (IRP_i - IRRP_i) \\
 &\quad sh_i + sf_i \times IRRP_i \times sh_i + q_{R,i} (r_i - IFP_i \\
 &\quad - IRP_i) \times sh_i
 \end{aligned}
 \tag{12}$$

단, N(S)방향으로 맨처음 교차로의 경우에는 상류교차로에 대한 교통량이 없기 때문에 해당 교차로의 방향별 직진교통량이 모든 시간대에 걸쳐 균일하게 도착되는 것으로 가정하여 다음과 같이 대기차량소거시간을 구하였다.

N방향 첫번째 교차로의 대기차량 및 소거시간은 다음 식(13-a)와 같다.

$$\begin{aligned}
 Q_i &= sf_i \times V_{MT,i} \times r_i / (SF_i - V_{MT,i}) \times C \\
 QCT_i &= V_{MT,i} \times r_i / (SF_i - V_{MT,i})
 \end{aligned}$$

S방향 첫번째 교차로의 대기차량소거시간은 다음과 같다.

$$\begin{aligned}
 \overline{Q}_N &= \overline{sf}_N \times \overline{V}_{MT,N} \times \overline{r}_N / (\overline{SF}_N - \overline{V}_{MT,N}) \times C \\
 \overline{QCT}_N &= \overline{V}_{MT,N} \times \overline{r}_N / (\overline{SF}_N - \overline{V}_{MT,N})
 \end{aligned}
 \tag{13-b}$$

2. 녹색시간 산정

본 모형에서 녹색시간(green splits)은 기존 모형과 마찬가지로 Webster 이론⁷⁾을 이용하여 중첩현시를 효율적으로 고려하여 산정하였다. 산정된 녹색시간은 교차로의 기하구조 특성 및 보행자횡단시간 등을 고려하는 최소녹색시간에 의해 수정될 수 있는데, 위에서 산정된 녹색시간들이 모두 최소녹색시간들 보다 크면 문제가 없지만 이들 값보다 작게되면 위에서 산정된 녹색시간은 조정되어야 한다.

이러한 조건을 만족시키는 방법은 혼합정수 계획법(MILP)내에 포함시켜 처리하는 방법과 혼합정수계획법 외에서 처리하는 방법으로 나뉘어진다. 첫번째 방법은 어느 이동류에 할당된 녹색시간이 최소녹색시간보다 작을 경우 이를 만족시키기 위해서는 주기를 증가시켜야 하므로 주기가 커지는 경향이 있는데 다음에서 설명되는 두번째 방법의 특수한 경우라 할 수 있다. 두번째 방법은 최소녹색시간에 모자라는 현시에 총당되는 시간을 먼저 최소녹색시간보다 큰 다른 현시에서 총당하고 부족하면 주기를 증가시키는 방법으로서 녹색시간을 빼앗기는 현시의 경우 지체가 증가될 수도 있다. 이 방법은 최소녹색시간에 모자라는 이동류가 주이동류에 속하는지 여부에 따라 방법이 달라진다.

즉, 주이동류에 속할 경우에는 다른 도로접근로의 녹색시간에서만 녹색시간을 충당할 수 있지만 주이동류에 속하지 않을 때는 해당 이동류가 속한 접근로를 주이동류로 간주하여 구한 녹색시간과 원래의 녹색시간 차이를 이용하여 같은 도로 접근로의 녹색시간에 의해서도 충당할 수 있다. 충당하는 녹색시간은 1초씩으로 하고 좌회전에서 먼저 충당하고 나서 직진에서 충당하는 순으로 하여 지체 증가를 최소화한다.

3. 목적함수

본 연구에서는 옹셋과 지체의 비선형 관계를 선형화하기 위하여 지체대신 적색시간에 발생하는 대기차량을 이용하여 이들의 관계를 간접적으로 모형화하였는데 그 원리는 지체시간 최소화대신 적색시간에 발생하는 대기차량(Q_i)을 최소화하는 것이다. 조밀한 차량군이 적색시간에 도착되면 대기차량이 증가되어 지체가 커지게 된다. 따라서 대기차량을 최소화하므로써 지체가 최소화될 수 있다.

그리고 이들 대기차량들은 녹색시간이 시작되면 포화교통류율로 출발한다고 가정하여 대기차량소거시간(QCT_i)을 산정하였다. 따라서 대기차량이나 대기차량소거시간중 어느 것을 목적함수로 하여도 해는 동일하다. 이에 따른 N 개 교차로를 갖는 간선도로에 대한 목적함수는 다음과 같다.

$$\min \sum_{i=1}^N [Q_i + \overline{Q}_i], \text{ 또는 } \min \sum_{i=1}^N [QCT_i + \overline{QCT}_i] \quad (14)$$

여기서, Q_i (\overline{Q}_i) = i 교차로 $N(S)$ 방향에서 발생하는 대기차량

QCT_i (\overline{QCT}_i) = i 교차로 $N(S)$ 방향에서 대기차량이 소거되는 시간

4. 제약조건

혼합정수선형계획법은 목적함수외에 여러 제약조건을 수반하게 되는데 앞에서 설정된 목적함수를 제약하는 조건들은 다음과 같이 다섯가지로 구성된다.

1) 기하학적 제약조건

기하학적 제약조건(geometric constraints)은 간선도로가 양방향 연동신호체계로 운영되기 위하여 만족되어야 하는 조건으로 차량진행시·공도(기존 논문, 그림3)로부터 구해지는데 모든 시간변수들은 주기에 대한 비율로 표현된다.

$$\Delta h - \Delta i + \overline{t}(h, i) \times Z + t(h, i) \times Z + IF_i - \overline{IR}_h + 1/2(r_h + \overline{r}_h) - 1/2(r_i + \overline{r}_i) = m_i \quad (15)$$

여기서, $t(h, i)$ [$\overline{t}(h, i)$] = h 교차로(i 교차로)에서 i 교차로(h 교차로)까지의 $N(S)$ 방향 차량

진행시간으로 링크거리를 링크평균주행속도로 나눈 값임

2) 신호주기 제약조건

① 최적신호주기 제약조건

신호주기(C)는 다음식으로 표현되는 제약조건(optimal cycle length constraint)과 같이 하한치(C_{min})와 상한치(C_{max})내에서 연속적인 값으로 최적화가 이루어지는데 여러 가지 제약조건들을 선형으로 표현하기 위해서 신호주기대신 역수를 취한 신호빈도수(Z)를 사용한다.

$$1/C_{max} \leq Z \leq 1/C_{min} \quad (16)$$

② 공통신호주기 제약조건

간선도로상의 n 개 교차로가 연동신호체계로

운영되기 위해서는 배수사이클(double cycle)도 있지만 본 모형에서는 모든 교차로의 신호주기는 동일한 것으로 간주한다. 차량진행시·공도에서 이러한 조건을 만족하기 위해서는 기존 모형의 식(2)와 같은 공통신호주기제약조건(common cycle length constraints)이 필요하다.

3) 직진방해시간 제약조건

차량진행시·공도에서 직진방해시간(IF , IR)은 한 주기내에 존재하여야 하므로 기존 모형의 식(3)과 같은 제약조건(through interference interval constraints)을 만족하여야 한다.

4) 대기차량 및 대기차량소거시간 제약조건

앞에서 설명된 지체모형에 의해 발생하는 대기차량 제약조건(queue or queue clearance time constraints)은 다음과 같다.

첫째, 직진방해시간은 음수도 가질 수 없으나 대기차량은 음수를 가질 수 없으므로 식(4)와 같은 비음조건을 만

족시켜야 한다.

둘째, 전방직진방해시간에 의해 발생하는 대기차량의 모든 경우를 선형화하기 위해서는 식(8)과 같은 조건이 만족되어야 한다.

셋째, 후방직진방해시간에 의해 발생하는 대기차량의 모든 경우를 선형화하기 위해서는 식(11)과 같은 조건이 만족되어야 한다.

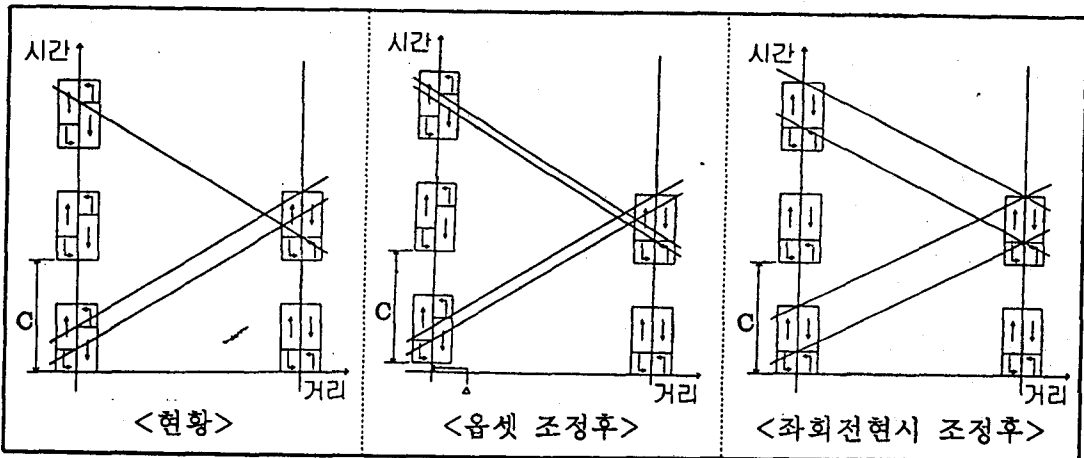
넷째, 최초교차로 대기차량 소거시간 제약조건은 식(13)과 같다.

다섯째, 총대기차량소거시간 제약조건은 식(12)와 같다.

QCT_i 와 마찬가지로 S방향에 대한 \overline{QCT}_b 도 계산할 수 있다.

5) 좌회전현시순서 최적화 제약조건

신호 연동화 요소로 널리 활용되고 있는 옵션과 마찬가지로 좌회전현시순서는 <그림 3-4>와 같이 신호연동화에 큰 영향을 미칠 수 있다.



<그림 3-4> 옵션과 좌회전현시순서 조정에 따른 통과폭 비교

좌회전현시순서를 최적화하기 위한 제약조건은 노드내 읍셋으로 나타나는데, 본 연구에서는 지체를 최소화하는 주도로의 좌회전현시순서를 최적화하기 위하여 KS_SIGNAL과 같이 통과폭모형에서 사용하고 있는 4가지 중첩이 허용되는 좌회전현시순서 제약조건 식(5)를 사용한다.⁸⁾

식(5)는 N(S)방향중 어느 한쪽만이라도 좌회전이 허용되면 적용이 가능하고 특정 몇 개의 좌회전형태만을 허용하여 보다 유동적인 분석이 가능하도록 본 연구에서는 다음과 같은 관계식을 추가하였다.

- 1, 2, 3 만 허용되면 : $\delta_i + \overline{\delta}_i \leq 1$
- 1, 2, 4 만 허용되면 : $\delta_i + \overline{\delta}_i \geq 1$
- 1, 3, 4 만 허용되면 : $-K_i + \overline{\delta}_i - \delta_i = 0$
($K_i =$ 이진 변수)
- 2, 3, 4, 만 허용되면 : $-K_i - \overline{\delta}_i + \delta_i = 0$
($K_i =$ 이진 변수)
- 1, 2 만 허용되면 : $\delta_i + \overline{\delta}_i = 1$
- 1, 3 만 허용되면 : $\delta_i = 0$
- 1, 4 만 허용되면 : $\overline{\delta}_i = 1$
- 2, 3 만 허용되면 : $\overline{\delta}_i = 0$
- 2, 4 만 허용되면 : $\delta_i = 1$
- 3, 4 만 허용되면 : $\delta_i - \overline{\delta}_i = 0$

한편 식(5)를 식(15)에 대입하면 좌회전현시순서까지 고려되는 루프제약식인 다음 식(17)을 얻을 수 있다.

$$\delta_h l_h - \overline{\delta}_h \overline{l}_h - \delta_i l_i + \overline{\delta}_i \overline{l}_i + t(h, i) \times Z + \overline{t}(h, i) \times Z + IF_i - \overline{IR}_i + r_h - r_i = m_i \quad (17)$$

5. 모형의 최종형태

KS_SIGNAL II 는 통과폭모형들과 마찬가지로

로 혼합정수계획법으로 구성되어 있으며 앞에서 설명된 목적함수와 제약조건들을 요약하면 다음과 같다.

$$\text{Find } IF_i, IR_i, \overline{IF}_i, \overline{IR}_i, \delta_i, \overline{\delta}_i, m_i, QCT_i, \overline{QCT}_i$$

Minimize 식(14)

Subject to 식(2), 식(3), 식(4), 식(8),

식(11), 식(12), 식(13), 식(16),

식(17), (식(5), 식(15))

위와 같이 정식화된 KS_SIGNAL II 는 교차로수가 n개인 경우 (45n-43)개의 제약식과 (10n-9)개의 연속변수, (n-1)개의 정수변수, (10n-8)개의 이진 변수(binary integer)와 (4n-4)개의 자유변수(free variable)로 구성된 혼합정수 선형계획법으로 구성된다.

KS_SIGNAL II 를 기존 모형인 KS_SIGNAL과 비교하면 다음과 같다.

모형의 최종형태에서 목적함수인 식(14)는 기존모형의 목적함수를 개선한 것이고, 제약변수중 식(2),(3),(4),(5)는 기존모형과 동일하고 식(15),(16)은 식(1)를 변형한 것이고 식(8),(11),(12),(13)은 지체모형의 현실화를 위하여 새로 도입된 식인데, 두모형의 차이를 이론적으로 설명하면 다음과 같다.

첫 째, 목적함수가 직진방해시간과 차량도착률의 곱에서 대기차량소거시간으로 구체화 되었다.

둘 째, 기존 모형은 대기차량소거시간 산정이 불가능하였으나 개발된 모형에서는 읍셋에 따른 차량도착분포에 따라 대기차량소거시간을 산정해주며, 이를 이용하여 차량출발분포를 산정해준다.

셋째, 기존 모형에서는 전방직진방해시간동안에는 포화교통류율로 대기차량이 발생되고 후방직진방해시간에는 평균직진차량도착률로 대기차량이 발생하는 것으로 가정하였으나, 개발된 모형에서는 읍셋변화에 따른 대기차량 발생패턴을 보다 더 세분화하여 6가지로 현실화 하였다.

넷째, 방향별 최초교차로의 대기차량소거시간 산출이 가능해졌다.

다섯째, 좌회전현시순서에 대한 제약조건을 더욱더 일반화하여 보다 더 현실화하였다.

마지막으로 이동류별로 최소녹색시간 고려가 가능해졌다.

6. 모형의 전산화

본 연구에서 개발된 모형은 이진변수, 정수 그리고 연속변수로 구성된 혼합정수선형계획법(Mixed Integer Linear Program)이다. 본 연구에서는 위와 같은 입력변수로 최적화시키기 위해 혼합정수선형계획법 알고리즘을 구축하여 FORTRAN언어로 프로그램을 작성하였다.⁹⁾ 이러한 혼합정수계획법을 풀기 위한 알고리즘으로는 널리 사용되고 있는 분지한계법(branch and bound method)을 사용하였으며 수정단체법(revised simplex method)을 이용하여 해를 구하였다. 이러한 해는 TRANSYT-7F와는 달리 항상 최적해를 보장해주는데 계산시간은 정수변수 갯수에 따라 지수적으로 늘어나게 되며 계산이 매우 광대해질 수 있다. 그리고 선형계획 프로그램으로 널리 사용되고 있는 LINDO(Linear, Interactive, Discrete Optimizer)¹⁰⁾를 사용하여 검증하였다.

1) 입 · 출력자료

입력자료는 최초에 입력되는 자료와 이들 자료를 이용하여 계산되어 다시 혼합정수계획법에 입력되는 중간 입력자료로 나뉘어진다. 그리고 최초 입력자료는 교통측 관련자료와 교차로 관련자료로 구분되는데 <표 3-1>과 같다.

<표 3-1> 입력자료

최초 입력자료		중간 입력자료
교통측 자료	교차로 자료	
- 교차로수	- 회전방향별 교통량	- 링크내 진출 입교통량
- 링크 속도	- 포화교통류율	- 녹색시간
- 링크 거리	- 황색시간	- 차량군 출발 및 도착률
- 신호주기	- 손실시간	
	- 차선수	

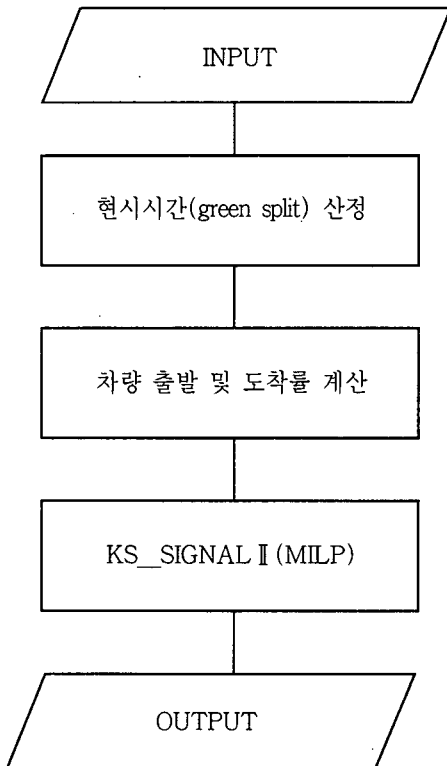
출력자료로는 <표3-2>와 같이 혼합정수선형계획법에 의하여 지체를 최소화하면서 최적화되는 변수들인데 모두 주기에 대한 비율로 출력된다. 신호주기는 역수인 신호반도수로 출력되고 목적함수는 각 교차로의 대기차량소거시간의 합으로 출력된다. 읍셋은 혼합정수계획법내에서는 적색시간의 중심간의 시간이기 때문에 실제 읍셋은 이들 값을 이용하여 계산되어야 한다.

<표 3-2> 출력자료

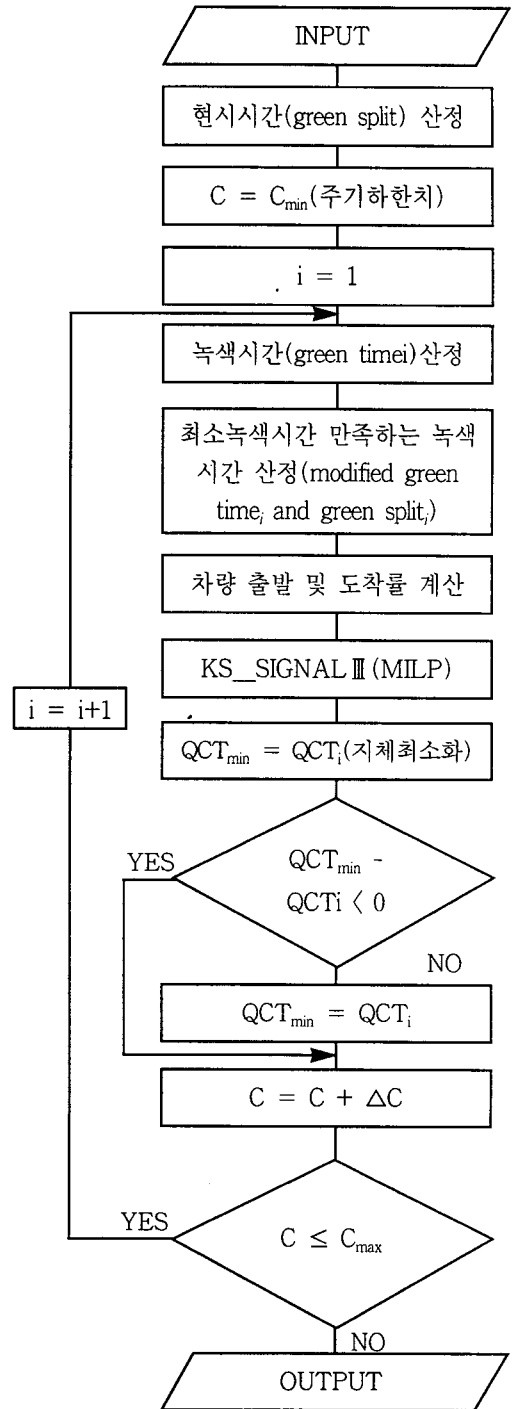
최적화되는 자료	최적화후 계산되는 자료
- 목적함수 값	- 읍셋
- 신호주기	- 이동류별 실제녹색 시간
- 이동류별 유효녹색시간	- 현시별 실제녹색 시간
- 교차로간 루프정수	
- 좌회전현시순서 결정변수	
- 대기차량소거시간	
- 직진방해시간(전방, 후방)	

2) 모형의 흐름도

앞에서 개발된 모형의 전체흐름을 살펴보면 주기최적화방법에 따라 두가지로 구분되는데 <그림 3-5>, <그림 3-6>과 같다. <그림 3-5>는 주기최적화를 혼합정수계획법으로 주어진 범위내에서 연속적으로 최적화시켜주는 방법(KS_SIGNAL II)이고, <그림 3-6>은 TRANSYT-7F나 PASSER-II 등과 같이 주기 하한치와 상한치내에서 일정량을 증가시키면서 고정된 주기가 혼합정수계획법에 입력되어 최적화되는 방법(KS_SIGNAL III)이다. 최소녹색시간에 의해 제약을 받는 경우에는 KS_SIGNAL II와 KS_SIGNAL III의 알고리즘이 다르기 때문에 해가 다르게 산정되는데 KS_SIGNAL III가 더 좋은 해를 가지나 실행시간이 많이 소요된다.



<그림 3-5> 모형 흐름도



<그림 3-6> 모형 흐름도

IV. 모형적용 및 민감도분석

본 모형은 4지이하의 교차로로 구성된 간선 도로를 대상으로 교통축(corridor)으로만 분석하는 것을 실험대상으로 한다. 좌회전차선의 경우 전용차선으로 운영되고 좌회전차량으로 인한 직진차량의 영향은 발생되지 않는 것으로 가정하였는데, 좌회전에 의한 직진차선에 대한 영향은 포화교통류율에 의해 조정된다. 교통량이 과포화상태에서는 지체가 과다하게 발생되어 한주기내에 지체가 소거되지 않아 대기차량 처리가 어렵고 연동화가 의미가 없으므로 교통량은 미포화상태로 V/C가 1이하인 경우로 한정하였다.

적용대상 간선도로는 4개 교차로로 구성되어 있으며 모든 교차로는 직진 3개차로, 좌회전 전용 1개차로, 교차도로는 직진 2개차로 좌회전 전용 1개차로를 갖는다. 교차로간 간격은 300m, 500m, 700m로 구분하였는데 각각의 경우에 있어서 교차로 간격은 동일한 것으로 간주하였고 300m, 500m, 700m로 교차로 간격이 혼합된 경우도 실험계획에 포함시켰다. 교통량은 한산상태(V/C = 0.5 전후), 정상상태(V/C = 0.7 전후), 용량상태(V/C = 0.9 전후)로 구분하였다. 도로상의 모든 링크의 방향별 교통량비는 일정하도록 하여 통과폭모형이 효율적으로 적용되게 하였으며, 좌·우회전 교통량 분포비는 모든 교차로에서 일정하게 하여 TRANSYT-7F에 사용되는 고정현시의 최적화가 이루어지도록 하였다. 교통신호조건은 TRANSYT-7F 최적화를 위한 고정현시의 경우는 선행좌회전 직·좌분리현시를 적용하고, PASSER-II와 KS_SIG-NAL의 좌회전현시순서 최적화는 간선도로는 모든 중복현시를 허용하고 교차도로는 TRANSYT-7F 고정현시와 같은 선행좌회전 분리현시만을 허용하였다.

1. 모형적용 결과

1) 목적함수

시나리오별 목적함수값인 지체도는 <표 4-1>과 같다.

<표 4-1>에서 교통량이 증가할 때마다 지체도는 증가하는 것으로 나타났다. 특히 교통량이 용량상태에 다다르면 지체도가 크게 증가함을 보여준다.

<표 4-1> 목적함수

(단위 : 초)

구 분	한산상태	정상상태	용량상태
300m	13.4	23.6	34.4
500m	11.2	19.7	57.3
700m	15.7	27.6	40.2
혼합	14.4	28.9	46.7

2) 신호주기

신호주기 최적화 결과를 TRANSYT-7F와 PASSER-II 값들과 비교하여 살펴보면 <표 4-2>과 같다. 주기길이는 PASSER-II가 가장 크고 TRANSYT-7F가 가장 작은 것으로 나타났으며 본 모형치는 이들 값 사이에 위치하는 것으로 분석되었다.

거리변화에 따른 변화를 살펴보면 TRANSYT-7F는 거의 영향을 받지 않는 것으로 나타났고 PASSER-II는 아주 민감한 반응을 나타내는 것으로 나타났다. 이는 TRANSYT-7F는 지체를 최소화하기 때문에 거리에는 덜 민감한 반면에 PASSER-II는 신호계획을 수립하는데 거리와 속도 등에 의해 통과폭을 최대화한후 지체를 최소화하는데 따른 요인으로 분석된다. 본 모형은 두 모형의 중간정도 반응하는 것으로 나타났는데 이는 본 모형이 지체와 통과폭을 동시에 최적화시켜주는 결과이다.

<표 4-2> 신호주기

(단위 : 초)

구 분	한산상태			정상상태			용량상태		
	T-7F	본모형	PAS II	T-7F	본모형	PAS II	T-7F	본모형	PAS II
300m	50	69	75	50	70	75	55	72	150
500m	50	60	123	50	60	123	55	119	124
700m	50	84	87	56	84	87	55	84	116
혼합	61	69	82	61	79	82	68	94	100

2. 민감도분석

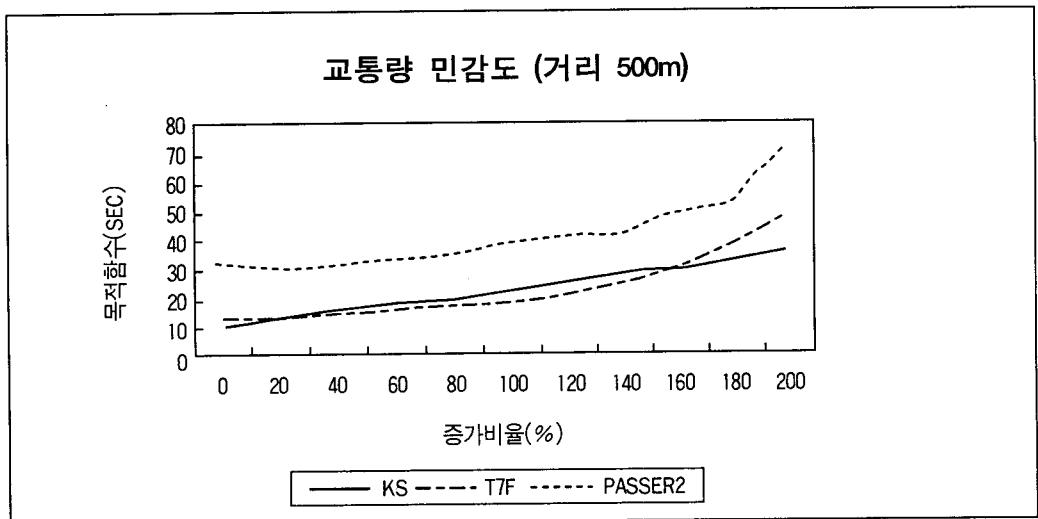
본 연구에서는 신호계획의 주요 변수인 교통량, 교차로 간격, 주기에 대한 민감도분석을 실시하였다. 현시시간은 교통량에 따라 계산되는 변수로서 최적화되는 변수가 아니므로 민감도 분석에서 제외하였다.

1) 교통량 민감도분석

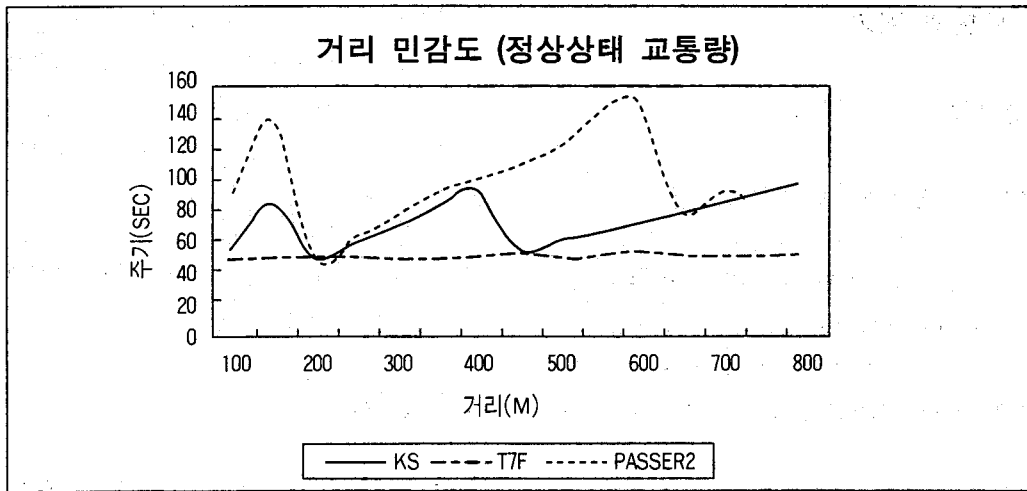
교통량은 한산상태의 교통량을 기준으로 회전교통량을 일정하게 20%씩 증가시켜 가면서 민감도 분석을 실시하였다.

분석결과인 <그림 4-1>에 의하면 세가지 모형은 모두 교통량이 증가함에 따라 지체는 증가되는 경향을 보였다.

그 중에서도 본 모형은 일정하게 증가되는 것으로 나타난 반면에 TRANSYT-7F는 교통량이 큰 경우에 급증하는 것으로 나타났고, PASSER-II는 진동을 하면서 증가하는데 교통량이 커지면 TRANSYT-7F와 같이 급증하는 것으로 분석되었다. 본 모형의 목적함수가 교통량에 따라 대체로 일정하게 증가되는 이유는 균일지체 개념의 대기차량을 최소화하는 목적함수 때문이다.



<그림 4-1> 교통량에 대한 지체도 민감도 분석결과

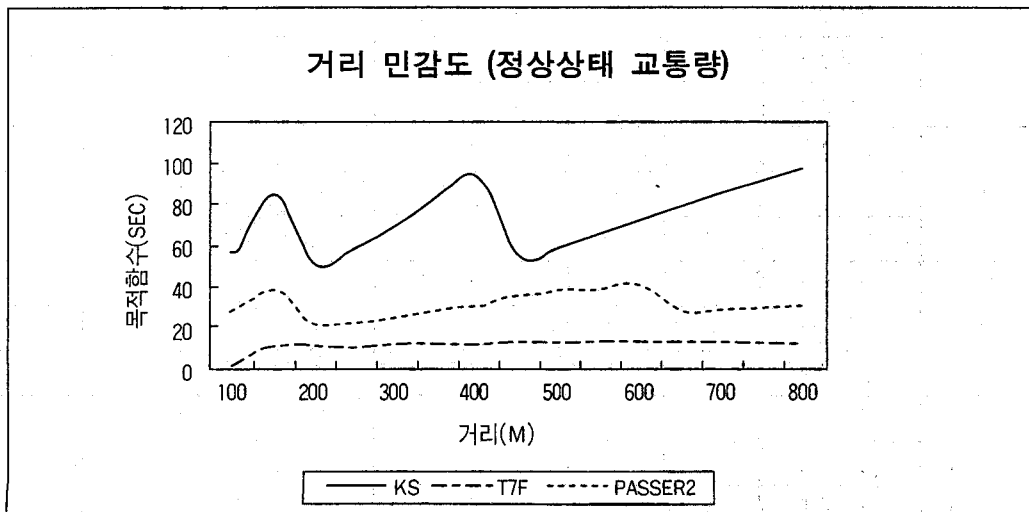


〈그림 4-2〉 거리에 대한 주기 민감도 분석결과

2) 교차로간격 민감도분석

교차로 간격이 다르면 통행시간과 옵셋이 달라져 신호시간계획이 달라지게 된다. 거리에 대한 민감도 분석결과는 〈그림 4-2〉, 〈그림 4-3〉과 같다. 주기의 경우 세가지 모형이 모두 진동하는 것으로 나타났으며, 진동폭은 TRANSYT-7F가 가장 작고 PASSER-Ⅱ가 가장 큰 것으로 나타났다. 본 모형으로 최적화된 주기는

TRANSYT-7F와 PASSER-Ⅱ 값들 사이에 존재하는 것으로 분석되었다. 지체는 본 모형과 PASSER-Ⅱ는 크게 진동하는 것으로 나타난 반면에 TRANSYT-7F는 거의 차이가 없을 정도로 진동하는 것으로 나타났다. 따라서 민감도 분석에서 옵셋은 속도를 일정한 것으로 가정하였으므로 통과폭모형처럼 교통량보다 거리에 큰 영향을 받는 것으로 분석되었다.



〈그림 4-3〉 거리에 대한 지체도 민감도 분석결과

V. 모형의 평가

1. 평가절차

개발된 모형의 효과를 평가하고자 본 연구에서는 3단계 평가계획을 수립하였다.

「평가1」은 통과폭모형으로 가장 널리 사용되고 있는 PASSER-Ⅱ와 KS_SIGNAL Ⅱ를 사용하여 최적화된 신호주기, 현시시간, 음셋, 현시순서를 시뮬레이션하여 지체를 비교평가하기 위한 것이다.

「평가2」는 사용자가 외부에서 적절하게 입력한 현시순서를 이용하여 TRANSYT-7F로 최적화된 결과와 KS_SIGNAL Ⅱ를 사용하여 최적화된 현시순서를 사용하여 TRANSYT-7F로 최적화된 결과를 지체로 비교평가하여 개발된 모형이 TRANSYT-7F의 전처리기(preprocessor)로서 효과가 있는지를 평가하기 위한 것이다.

마지막 「평가3」은 PASSER Ⅱ와 KS_SIGNAL Ⅱ로 각각 최적화된 현시순서를 사용하여 TRANSYT-7F로 최적화된 결과를 지체를 통하여 상호 비교하여 효율적인 TRANSYT-7F의 전처리기를 제시하기 위한 것이다.

평가프로그램으로는 미시적 결정기법으로 차량의 운행상태를 매초마다 명료하게 재현해주는 TRAF-NETSIM을 사용하였다.

2. 평가결과

1) PASSER-Ⅱ와 KS_SIGNAL Ⅱ 비교평가 (평가 1)

① 좌회전현시순서

각각의 모형으로 최적화된 좌회전현시순서는 <표 5-1>과 같다. <표 5-1>의 결과에 의하면 3개 경우에 동일하게 최적화가 이루어졌고, 9개 경우에 다르게 최적화가 이루어졌다. 이는 두개 모형의 목적함수와 알고리즘이 서로 다르기 때문이다.

<표 5-1> 좌회전현시순서

구 분		PASSER-Ⅱ				KS_SIGNAL			
교차로간격(m)	교통량	교차로 1	교차로 2	교차로 3	교차로 4	교차로 1	교차로 2	교차로 3	교차로 4
300	한산상태	1	2	1	2	2	1	2	1
	정상상태	1	2	1	2	2	1	2	1
	용량상태	1	2	1	2	2	2	2	2
500	한산상태	2	1	2	1	3	3	3	3
	정상상태	2	1	2	1	3	3	3	3
	용량상태	3	3	3	3	2	2	2	2
700	한산상태	3	3	3	3	3	3	3	3
	정상상태	3	3	3	3	3	3	3	3
	용량상태	1	2	1	2	2	2	2	2
혼합	한산상태	1	2	3	4	1	2	4	3
	정상상태	1	2	3	4	1	2	3	4
	용량상태	2	3	2	3	2	3	2	4

주) 1=N방향 선행 S방향 후행좌회전, 2=N방향 후행 S방향 선행좌회전
3=N방향 선행 S방향 선행좌회전, 4=N방향 후행 S방향 후행좌회전

교통량증가에 따른 변화를 살펴보면 교차로 간격이 동일한 경우에는 두개 모형이 각각 교통량이 한산과 정상상태에서는 동일한 현시로 최적화가 이루어지고 용량상태에서 패턴이 바뀌는 것으로 나타났다.

특히 KS_SIGNAL II 의 교차로 간격이 동일한 경우에 있어서 교통량이 용량상태에서는 거리에 상관없이 모두 N방향 후행좌회전, S방향 선행좌회전으로 동일하게 최적화가 이루어졌다. 이는 용량상태에서는 양방향 직진신호에 읍셋을 맞춰주어 교통량이 가장 많은 양방향 직진교통량을 우선적으로 통과시켜주고 증방향 직진교통량을 통과시켜주는 것이 유리하다는 것을 보여준다. 그러나 교차로 간격이 다를때에는 3개 이상의 현시순서패턴으로 최적화가 이루어져 교차로 간격이 동일한 경우보다 다양하고 일정한 패턴이 나타나지 않았다.

② 평균지체시간

〈표 5-2〉에 의하면 KS_SIGNAL II 가 PASS-

ER-I 보다 평균지체를 20~45.8%까지 줄일 수 있는 것으로 나타나 KS_SIGNAL II 가 PASS-ER-I 를 사용하는 것보다는 항상 지체를 줄일 수 있는 것으로 나타났다.

2) 고정현시와 KS_SIGNAL 현시 비교평가 (평가 2)

〈표 5-3〉에 의하면 8가지 경우에 1.0%에서 16.3%까지 지체가 감소되는 것으로 나타났는데, 1가지 경우에는 지체가 늘어나는 경우도 나타났다.

3) TRANSYT-7F 전처리기 평가 (평가 3)

〈표 5-4〉을 살펴보면 7가지 경우에 지체가 13~24.5% 감소되는 것으로 나타났으나 일부 경우에는 지체가 증가된 경우도 나타났다.

VI. 결론 및 제언

본 연구는 지체를 최소화하면서 좌회전현시

〈표 5-2〉 평균지체시간

(단위:초/대)

구 분		평균지체시간		A - B (%)
교차로 간격	교통량	PASSER- II (A)	KS_SIGNAL (B)	
300	한산상태	38.4	31.0	19.3
	정상상태	59.2	42.4	28.4
	용량상태	98.2	57.8	41.1
300	한산상태	57.2	32.6	43.0
	정상상태	73.8	40.0	45.8
	용량상태	89.7	87.9	2.0
300	한산상태	44.0	42.8	2.7
	정상상태	59.4	55.2	7.1
	용량상태	100.0	83.8	16.2
300	한산상태	39.0	32.4	16.9
	정상상태	54.6	44.8	17.9
	용량상태	77.0	74.4	3.4

〈표 5-3〉 평균지체시간

(단위:초/대)

구 분		NETSIM		A - B (%)
교차로 간격	교통량	TRANSYT-7F(A)	KS_SIGNAL+TRANSYT-7F(B)	
300	한산상태	29.8	29.8	0
	정상상태	36.8	38.6	-4.9
	용량상태	45.0	44.0	2.2
500	한산상태	31.4	31.4	0
	정상상태	40.0	40.0	0
	용량상태	58.8	58.2	1.0
700	한산상태	34.6	33.8	2.3
	정상상태	46.6	39.0	16.3
	용량상태	85.2	67.2	21.1
혼합	한산상태	35.4	31.6	10.7
	정상상태	45.0	43.6	3.1
	용량상태	61.2	53.6	12.4

〈표 5-4〉 평균지체시간

(단위:초/대)

구 분		NETSIM		A - B (%)
교차로 간격	교통량	PASSER-II+TRANSYT-7F(A)	KS_SIGNAL+TRANSYT-7F(B)	
300m	한산상태	33.0	29.8	9.7
	정상상태	37.8	38.6	-2.1
	용량상태	50.6	44.0	13.0
500m	한산상태	31.8	31.4	1.3
	정상상태	53.0	40.0	24.5
	용량상태	63.0	58.2	7.6
700m	한산상태	33.8	33.8	0
	정상상태	39.0	39.0	0
	용량상태	64.2	67.2	-4.7
혼합	한산상태	33.6	31.6	6.0
	정상상태	43.6	43.6	0
	용량상태	61.0	53.6	12.1

순서를 최적화해주는 신호연동화모형인 KS_SIGNAL을 개선하여 보다 나은 신호연동화모형을 얻고자 이루어졌다. 이러한 목적으로 지체를 최소화하는 좌회전현시순서를 포함하여 신호주기, 현시시간, 오프셋을 동시에 최적화하는 KS_SIGNAL II를 개발하였다. 본 모형은 간선도로 신호연동화계획을 위하여 단독으로 사용될 수도 있고, 최적화된 현시를 TRANSYT-7F에 입력자료로 사용하는 전처리기로 사용될 수도 있다.

개발된 모형의 평가를 위하여 다양한 실험계획을 통해 PASSER-II, TRANSYT-7F와 상호 비교하여 본 모형의 성능을 평가하였으며, 평가 결과는 일부 지체가 큰 경우도 있으나 전반적으로 우수한 것으로 입증되었다.

본 연구로부터 얻어진 성과는 다음과 같다.

첫째 혼합정수선형계획법으로 지체모형을 개선하였으며, 둘째 KS_SIGNAL은 대기차량소거시간 산정이 불가능하였으나 개발된 모형에서는 오프셋에 따른 차량도착분포 패턴에 따라 대기차량소거시간을 계산하여 차량출발분포를 산정해주고, 마지막으로 기존 모형에서는 전방직진방해시간동안에는 포화교통류율로 대기차량이 발생되고 후방직진방해시간에는 평균직진 차량도착률로 대기차량이 발생하는 것으로 가정하였으나, 개발된 모형에서는 오프셋변화에 따른 대기차량 발생패턴을 보다 더 세분화하여 현실화 하였다.

본 연구는 기존 KS_SIGNAL의 지체모형을 개선하여 신호연동화모형을 구축했다는 데 큰 의의가 있으나, 본 연구가 갖고 있는 한계와 수행하는 과정에서 도출된 향후 연구과제는 다음과 같다.

첫째, 차량군 분산현상을 고려한 최적화 방법이 연구되어야 한다.

둘째, 교통망 전체로 확장·적용시키는 연구

가 이루어져야 한다.

셋째, 시간에 따라 변하는 교통상황에 능동적으로 적용할 수 있는 실시간 제어 모형의 연구가 필요하다.

참고문헌

- 1) R. O. Rogness and C. J. Messer, "Heuristic Programming Approach to Arterial Signal Timing", Transportation Research Record 906, pp 67-75, 1983.
- 2) S. L. Cohen, "Concurrent Use of MAXBAND and TRANSYT Signal Timing Programs for Arterial Signal Optimization", Transportation Research Record 906, pp 81-84, 1983.
- 3) S. L. Cohen and J. R. Mekemson, "Optimization of Left Turn Phase Sequence on Signalized Arterials" Transportation Research Record 1021, pp 53~58, 1985.
- 4) A. Skadonis and A. D. May, "Comparative Analysis of Computer Models for Arterial Signal Timing", Transportation Research Record 1021, pp 45-52, 1985.
- 5) E. C. P. Chang and C. J. Messer, "Minimum Delay Optimization of a Maximum Bandwidth Solution to Arterial Signal Timing", Transportation Research Record 1005, pp 89-95, 1985.
- 6) 김영찬, 신언교, "지체최소화를 위한 도시 간선도로 좌회전현시체계 최적화에 관한 연구" 대한교통학회지, 제15권 제1호, 1997. 3.
- 7) F.V. Webster and B.M. Cobbe, "Traffic Signals", Road Research Technical Paper

- No. 56, Road Research Laboratory, London, 1966.
- 8) J. D. C. Little and M. D. Kelson, "Optimal Signal Timing for Arterial Signal System", Federal Highway Administration, December, 1980.
- 9) J. L. Kuester and J. H. Mize, "Optimization Technique with FORTRAN", pp 29-33, 1973.
- 10) L. E. Schrage, "User's Manual for LINDO", The Scientific Press, Redwood City, Calif, 1987.