

■ 論 文 ■

유전자 알고리즘을 이용한 이중목적 주기변동 신호시간 결정 모형 개발

Development of a Bi-objective Cycle-free Signal Timing Model Using Genetic Algorithm

최완석

(광주대학교 도시공학과 교수)

이영인

(서울시립대학교 건축도시조경학부 교수)

목 차

- I. 서론
 - 1. 연구의 배경 및 목적
 - 2. 문제제기
 - II. 이론 및 모형개발
 - 1. 주기변동 및 이중목적 신호시스템
 - 2. 기본가정 및 유입교통량 예측
 - 3. 이중목적 동적신호시간 계산방법
 - 4. 이중목적 신호 최적화 알고리즘
 - III. 모형의 적용결과 및 평가
 - 1. 모의 실험계획
 - 2. 모형구현
 - 3. 모형의 적용결과 및 평가
 - IV. 결론 및 향후 연구 과제
- 참고문헌

Key Words : 이중목적, 주기변동, 유전자알고리즘, 신호최적화, 동적신호시간결정

요 약

본 연구의 목적은 매 주기마다 교차로에 출입하는 차량의 도착률을 근거로 다음 주기의 대기차량 길이와 평균지체도를 예측하여 대기차량길이와 평균지체도를 최소화하는 이중목적 변동주기 기반의 동적 신호시간 결정모형을 개발하고 유전자 알고리즘을 이용하여 신호 최적화 모형을 구축하는데 있다. 본 논문에 적용된 주기변동기반 시스템은 기존의 고정주기, 고정 현시값을 적용해서는 실제 현장에서 교통상황의 변화에 적용하기 어렵기 때문에 매 주기마다 교통수요에 근거하여 주기길이와 현시길이를 조정하여 교차로 교통신호운영을 최적화 하는 것이다. 또한 목적함수 값으로 평균지체도와 평균대기차량을 동시에 적용함으로써 교차로 막힘이나 타 교차로의 신호운영에 악영향을 미치지 않으면서 최적의 신호운영을 가능하게 하는 것이다.

본 모형의 적용결과 비포화상태나 포화상태의 경우 모두 TRANSYT-7F나 PASSER-II보다는 동적으로 신호를 계산하는 본 모형이 대기차량수와 통과차량수, 지체도에 있어서 더 좋은 결과를 나타내었다. 그리고 이중목적함수를 적용한 결과 두 가지 목적함수값에서 서로 상쇄(trade-off)가 되며 양자를 모두 고려할 수 있는 현시길이와 주기길이를 찾을 수 있다는 것을 보여주었다.

본 연구결과 지능형 교통체제로서 실시간 신호최적화에 유용하게 적용될 수 있는 첨단교통신호 모형으로 주기변동기반 및 다중목적 신호최적화모형의 적용 가능성을 보여준 것으로 판단된다.

1. 서론

1. 연구의 배경 및 목적

기존의 신호시간 계산방법에는 정주기식, 패턴선택 방식, 교통대응제어방식의 3가지 형태로 구분된다.¹⁾ 정주기식은 사전에 수집된 교통자료를 기반으로 off-line 상태에서 요일별, 시간대별로 신호시간을 설정하는 방식이다. 패턴선택방식은 검지기로부터의 검지자료와 예측된 교통량에 기초하여 교통상황에 적합한 신호시간패턴을 계산하는 방식이다. 정주기식과 패턴선택 방식을 위한 신호시간 결정모형으로는 지체도 모형과 통과폭 모형이 가장 일반적으로 이용되고 있다.

지체도 모형으로는 지체도 최소화를 목적함수로 하고 주기, 현시시간, 읍셋을 최적화 하는 TRANSYT-7F⁵⁾가 대표적이며 교차로간 신호운영요소를 조정하여 차량을 연속적으로 진행시키는 신호 연동화모형으로 MAXBAND⁶⁾, MULTIBAND⁷⁾, PASSER-II⁸⁾ 등이 있으며 지체도 모형이 현시순서를 최적화하지 못하고 통과폭 모형이 현시순서는 최적화 하지만 지체를 최소화하는데 한계가 있다는 사실에 착안하여 PASSER-II로 좌회전 현시순서를 최적화 한 다음에 TRANSYT-7F로 지체를 최소화하는 통합모델⁹⁾이 있다.

그리고 교통대응 제어방식은 교통량의 급격한 증가와 통행패턴의 변화에 대비하여 교통류를 실시간 제어함으로써 교통류 변화에 대응하고 혼잡상황, 도로조건, 교통사고지점 및 속도정보 등을 수집하는 기능을 가질 수 있도록 하기 위해 첨단교통신호제어 시스템으로 영국의 SCOOT¹⁰⁾, 호주의 SCATS¹¹⁾, 일본의 STREAM¹²⁾, 우리 나라의 신신호시스템¹³⁾ 등이 개발되어 운영되고 있다.

그러나 기존의 신호시간결정 모형은 간선도로의 교차로 군의 읍셋을 맞추기 위하여 특정한 교차로군의 모든 교차로 주기를 동일하게 설정하고 있는 실정이며 주요 교차로를 중심으로 교차로 교통신호제어를 하기 때문에 나머지 교차로의 교통량 변화를 무시하는 경향이 있다. 또한 제3세대 제어모델은 미국의 연방도로청에서 UTCS(Urban Traffic Control System)의 일환으로 개발하였으며 각 교차로의 주기마다 주기와 현시길이가 변하도록 설계되어 평가되었으나 교통량 측정 및 예측이 정확하지 못했고 모델링의 부정확성, 당시의 교통상황에 의해 교통개선의 잠재력은

있으나 연구가 더 진행되어야 한다는 결론을 남기고 연구가 중단되었다.¹⁴⁾ 그러나 교통정보기술의 발달로 인하여 교통량의 검지나 예측이 가능해 졌고 보다 현실에 부합된 교통제어를 하기 위해서는 주기 및 현시를 고정하거나 일정한 교차로군의 주기를 동일하게 부여하지 않고 교통상황을 그대로 반영할 수 있으며 하나의 목적함수가 아닌 다수의 목적함수를 동시에 고려하는 교통신호모형의 개발의 필요성이 있다.

따라서, 본 논문에서는 매 주기마다 교차로에 출입하는 차량의 도착률을 근거로 다음 주기의 대기차량의 길이와 평균지체도를 예측하여 대기차량길이와 평균지체도를 최소화하는 이중목적의 신호전략을 추구하며 실시간으로 변동주기와 현시길이를 산출하는 이중목적 변동주기 기반의 동적 신호시간 결정모형을 개발하고 유전자 알고리즘을 이용하여 신호 최적화모형을 구축하는데 목적이 있다.

2. 문제제기

TOD방식의 신호시스템은 미리 저장된 시간계획을 적용하므로 실제 교차로에서의 교통량 변화 때문에 교통신호 운영의 효율성이 떨어진다. 또한 통과폭 모형은 연동효과를 높이기 위하여 주기와 현시길이를 고정시키고 있으며 지체도 최소화 모형인 TRANSYT-7F는 보다 더 현실적인 교통류를 반영하고 있으나 좌회전 현시순서 최적화를 못하며 교통축을 고려하는 경우 주기길이가 현시길이가 고정되어 있다. 특히 통과폭 모형이나 지체도 모형에서는 한가지 목적함수에 초점을 맞추고 있어 전체 최적화를 달성하고 있다고 보기 어렵다. 그리고 현재 운영중이거나 개발중인 교통대응제어 신호시스템의 경우도 간선도로의 교차로군 단위로 읍셋을 맞추기 위하여 중요한 교차로(Critical Intersection)에서 계산된 주기로 운영되고 있어 교차로군 내에서 실시간으로 변화하는 교통현실을 반영하는데 한계가 있다.

그리고 신호주기와 현시길이를 결정할 때 목적함수로 지체도 최소화, 통과폭 최대화, 대기차량길이 최소화 중에서 하나를 만족하는 신호 최적화에 초점을 맞추어 왔다. 따라서 지체도 최소화를 위한 신호최적화가 대기차량 길이를 최소화하는지 통과폭을 최대화할 수 있는지에 대한 목적함수에 대한 동시적인 고려

가 이루어지지 못했다.

따라서 본 연구에서는 다음과 같은 점을 고려한다.

첫째, 매 주기마다 교차로에 진입하는 차량의 도착율을 근거로 다음 주기의 진입교통량을 예측한다.

둘째, 매 주기마다 교차로에 진입하는 차량의 도착율을 근거로 다음 주기의 대기 차량 길이를 예측하고 변동 주기, 변동 현시를 계산하며 최적신호를 산출한다.

셋째, 매 주기마다 교차로에 진입하는 진입교통량을 근거로 다음 주기의 평균지체도를 예측하여 주기나 현시를 변동시켜가며 최적신호를 산출한다.

넷째, 대기차량길이 최소화, 지체도 최소화를 동시에 만족시키는 변동 주기와 변동현시를 계산하여 최적신호를 도출한다.

다섯째, 이상의 과정을 다목적 최적화 문제에 적용하면 여러 파레토 최적해 집합을 구할 수 있어 최근 많이 이용되는 유전자 알고리즘을 이용한다.

II. 이론 및 모델 개발

1. 주기변동기반(Cycle-free) 및 이중목적 신호 시스템

1) 주기변동기반 신호시스템

현재 사용되고 있는 매 주기마다 주기를 결정해야 하는 실시간 신호제어 시스템에 있어서도 신호주기의 결정은 전체 교차로 이용차량의 평균지체시간을 최소화시키는 동시에 급격한 주기변동에 따른 교통류에의 충격을 최소화하기 위해 주기변동폭을 제한하고 있으며 최소단위 내의 중요교차로와 타 교차로의 신호주기는 중요교차로의 신호주기를 결정하여 제어단위의 주기를 일치시키고 있다.

그리고 기존의 신호시간 계산기법들은 교통축의 연동을 확보하기 위하여 교차로 그룹을 대상으로 중요 교차로와 동일한 신호주기를 갖도록 신호시간을 결정한다. 이 경우 교차로간의 연동값(Offset)은 평균적인 교통상황을 가정하여 연동패턴을 설정하고 교통상황에 적합한 연동값을 선택하여 교통신호를 운영하고 있다. 기존의 신호시간 계산방식에서는 최적신호 주기를 우선적으로 설정한 후 연동값(Offset)을 선택하는 방식을 이용하고 있다.

그러나 현장교통상황에서 연동값은 대기차량의 길이에 따라 신호주기별로 변화한다. 기존의 신호시간 계산방법으로는 실시간별로 변화하는 적정신호주기와 적정 연동값을 동시에 만족하는 신호시간 산출이 매우 어렵다.

실제 교통상황을 실시간 반영하기 위해서는 매 주기마다 교통량 변화에 대응하는 신호시간을 결정하여 그 다음주기에 반영하여 특정한 경과기간 없이 항상 경과기간처럼 운영되며 일정한 주기는 없어야 한다. 따라서 모든 교차로가 교통량의 변화에 따라 끊임없이 조정되므로 중요교차로는 의미가 없게된다. 즉 혼잡한 교차로를 찾아내어 그 혼잡이 다른 교차로로 확산되는 것을 방지할 수 있고 교통량이 비포화일때는 매우 신속한 최적화 절차를 사용하여 각 현시의 변환 시간을 결정해주어야 한다.

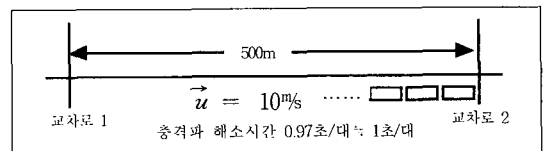
대기차량 길이에 따른 오프셋의 변화를 예를 들어 설명하면 <그림 1>과 같이 교차로간 거리가 500m이고 적정속도는 36km/h(10m/sec), 대기차량이 해소되는 충격파는 1초당 1대(0.97초/대)의 속도로 해소된다고 했을 때 대기차량이 없을 때는 교차로1의 시작점이 $t=0$ 일 때 교차로 2는 $t=50$ 이 되어 오프셋(ϕ)은 50초가 된다.

대기차량이 20대일 경우 대기차량 길이 끝까지의 진행시간은 38초이고 20대의 대기차량이 해소되는 시간이 20초이므로 적정오프셋은 18초가 되며, 대기차량 길이가 30대일 경우에는 대기차량 길이 끝까지의 진행시간이 32초이고 대기차량이 해소되는 시간은 30초가 되어 오프셋은 2초가 된다.

또한 대기차량 길이가 40대일 경우에는 대기차량 길이 끝까지의 진행시간이 26초이고 대기차량이 해소되려면 40초가 소요되어 오프셋은 -14초가 된다. 따라서 교차로 1보다 교차로2의 신호시간이 먼저 시작되거나 현시길이 및 주기길이를 조정하여야 한다.

i) 대기차량이 없을 때 : $6m \times 20대 = 120m$

ii) 대기차량이 20대 ($\phi = 500/10 = 50초$)일 때



<그림 1> 적정오프셋 산출과정

$$\begin{aligned} \phi &= (500 - 120) / 10 = 38 \text{ 초} \\ 20 \text{ 대가 소거되는 시간 } & 20 \text{ 초} \\ \therefore \phi' &= 38 - 20 = 18 \text{ 초} \end{aligned}$$

iii) 대기차량이 30대 ($6m \times 30 = 180m$)일 때

$$\begin{aligned} \phi &= (500 - 180) / 10 = 32 \text{ 초} \\ 30 \text{ 대가 소거되는 시간 } & 30 \text{ 초} \\ \therefore \phi' &= 32 - 30 = 2 \text{ 초} \end{aligned}$$

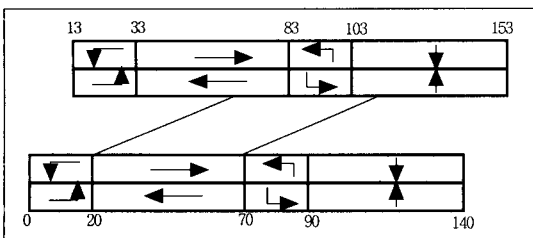
iv) 대기차량이 40대 ($6m \times 40 = 240m$)일 때

$$\begin{aligned} \phi &= (500 - 240) / 10 = 26 \text{ 초} \\ 40 \text{ 대가 소거되는 시간 } & 40 \text{ 초} \\ \therefore \phi' &= 26 - 40 = -14 \text{ 초} \end{aligned}$$

현재 일반적으로 적용하고 있는 옹셋값은 4가지 경우의 평균값인 23대의 대기차량을 전제로 옹셋값을 산정하면 13초이고 ($\theta = (500 - (23 \times 6)) / 10 = 36 \text{ 초}$, $\theta = 36 - 23 = 13 \text{ 초}$) 대기차량이 30대일 때에는 실제 옹셋값은 2초이지만 적용 옹셋값은 13초가 되어 <그림 2>와 같이 교차로1에서의 2번 이동류가 교차로2에 도착하여 14초 동안에만 연동효과가 있으며, 옹셋값을 2초로 한다고 하더라도 고정주기, 고정현시 하에서는 연동효과를 보기 어렵다.

이 경우에는 주기는 변하지 않고 현시만을 변경시키는 경우 36초를 증가시켜야 하나 이동류 총 현시가 86초가 되어 타 이동류의 할당시간이 줄어들게 되므로 지체 및 정지수를 증가시켜 교차로 전체적으로는 부정적인 효과를 미치게 된다.

또한 대기차량이 40대일 경우 실제 옹셋값은 -14초로써 교차로2의 주기가 먼저 시작되어야 하지만 적용 옹셋값이 13초일 경우에는 교차로1에서 출발한 교통류가 교차로2의 대기행렬이 해소되기 이전에 도착하여 차량대기 행렬이 더 길어지게 되며 현시길이의 조정으로는 불가능하고 주기길이나 현시길이를 변동시켜야 한다.



<그림 2> 평균 옹셋값에 의한 연동효과

따라서 주기결정시점에서 대기차량을 예측하여 최적현시와 최적주기를 매주기마다 변동할 수 있다면 교통상황의 변화에 적절히 대응할 수 있는 것이다.

2) 이중목적 신호 시스템

교통제어 목표를 선정하는데 있어 대기차량길이 최소화, 지체최소화의 목표를 동시에 달성되도록 하는 것이 본 연구의 목표다.

기존의 제어목표를 살펴보면, 간선도로 신호최적화 모형은 크게 지체도 최소화 모형과 통과폭 최대화 모형으로 구분할 수 있으며 지체도 최소화 모형의 경우에는 지체도를 최소화하는 신호주기, 현시길이, 옹셋값을 계산한다.

또한 통과폭 최대화 모형은 대기차량 처리가 미흡하고 통과폭은 최대화시킬 수 있을 지 몰라도 지체를 최소화하지는 못한다. 따라서 지금까지의 신호제어전략이 지체도 최소화나 통과폭 최대화 등의 한가지 목적을 달성하는 것으로 되어 있다.

그리고 실시간 교통 상황에 맞추어 신호를 제어하는 실시간 신호제어 모형에 있어서도 최소제어단위를 설정하여 최소제어단위의 중요교차로 처리에 초점이 모아져 있으며 교통상황별 신호제어 전략으로서도 한 산상태의 경우 지체 및 정지수 최소화이고 근포화 상태에서는 신호 손실시간 최소화, 지체발생 억제 등을 제어목표로 하고 있고 과포화 상태 교차로의 경우에만 대기차량 길이를 제어하여 spill-back 현상을 예방하는 신호제어전략을 교통상황별로 제시하고 있다.

그러나 대기차량 길이를 고려하는 경우에도 spill-back 현상을 방지하는 신호제어 전략으로서 대기차량을 종속변수로서 검토하고 있으며 중요교차로를 중심으로 제어전략을 수립하기 때문에 실제로 중요교차로는 문제가 없고, 중요교차로와 동일의 제어단위 내의 주변교차로에서 차량 막힘 등의 문제가 발생되었을 때 중요교차로는 처리가 잘 되지만 주변교차로가 문제가 있을 경우 아무 대책 없이 중요교차로까지 파급될 가능성이 있다.

그렇게 되는 경우에는 실시간 신호제어라는 제어목표가 차질을 빚을 수밖에 없다. 그러므로 혼잡한 교차로를 찾아내어 그 혼잡이 다른 교차로로 확산되는 것을 방지하여야 한다.

특히 지체도와 대기차량길이 각각 한가지 값만 적

용하는 경우 평균 지체도를 최소로 하는 주기와 현시가 평균 대기차량길이를 최소화하지 못한다. 또한 평균 대기차량길이가 적은 주기와 현시가 평균지체도를 최소화하지 못하기 때문에 두 경우를 모두 고려하는 신호모형이 있다면 최적의 교차로 신호모형이 될 수 있는 것이다.

2. 기본가정 및 유입교통량예측

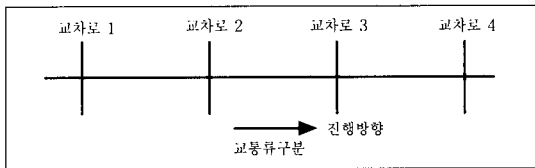
1) 기본가정 및 용어설명

우선 본 연구는 <그림 3>과 같이 4개의 교차로에 대해서만 고찰한다. 교차로1과 4는 외곽교차로이며 교차로 2와 3은 내부교차로로서 외곽접근로의 차량도착율은 일정하고 균일도착과 차량군 분산이 없는 것으로 가정하고 현시순서는 Lead-Lead패턴으로 가정하였다.

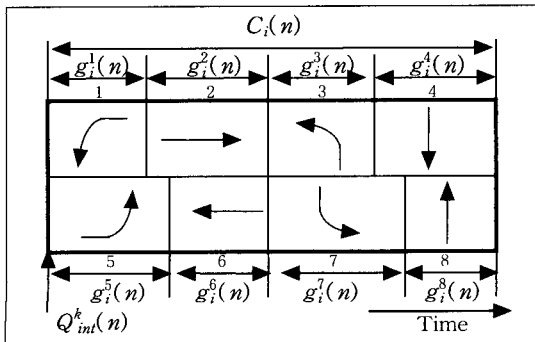
앞으로 주도로와 부도로의 직진 좌회전 이동류에 <그림 4>처럼 번호를 붙여 구별을 용이하게 하고자 한다.

이 논문에서 사용될 주요 기호는 다음과 같다.

- k : 이동류 번호이다. ($1 \leq k \leq 8$)
- i : 교차로 번호이다. ($1 \leq i \leq 4$)
- n : 주기 번호이다.



<그림 3> 연구대상 네트워크

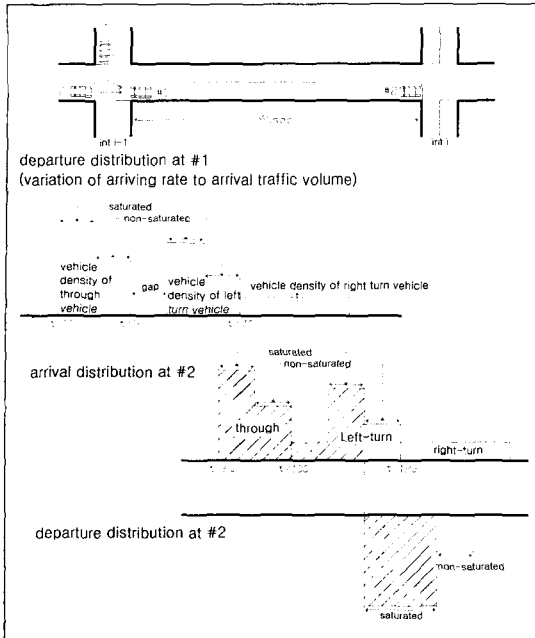


<그림 4> Lead - Lead 패턴

- $g_i^k(n)$: i 번째 교차로에서 k 번째 이동류에 할당된 n 번째 주기의 녹색 시간이다.
- $s_i^k(n)$: i 번째 교차로에서 k 번째 이동류가 녹색 시간 동안 포화교통류율로 빠져 나가는 시간이다.
- $C_i(n)$: i 번째 교차로에서의 주기(의 길이)이다.
- $T_S^k(n)$: 이웃 교차로 2번 이동류가 현교차로의 k 이동류에 포화교통류율로 합류할 때의 도착율이다.
- $T_A^k(n)$: 이웃 교차로 2번 이동류가 현교차로의 k 이동류에 평균도착류율로 합류할 때의 도착율이다.
- $L_S^k(n)$: 이웃 교차로 7번 이동류가 현교차로의 k 이동류에 포화교통류율로 합류할 때의 도착율이다.
- $L_A^k(n)$: 이웃 교차로 7번 이동류가 현교차로의 k 이동류에 평균도착류율로 합류할 때의 도착율이다.
- $R_A^k(n)$: 이웃 교차로 부도로 우회전 이동류가 현 교차로의 k 이동류에 평균도착류율로 합류한다고 가정 할 때의 도착율이다.
- d_k : 현 교차로에서 k 번째 이동류에 대한 서비스율이다.
- Q_{int}^k : 새 주기를 결정할 시점에서의 k 번째 이동류에 대한 대기 차량 수이다.
- Q_S^k : k 번째 이동류의 녹색시간 시작 시각에서의 대기차량 수이다.
- Q_E^k : k 번째 이동류의 녹색시간 끝 시각에서의 대기차량 수이다.
- Q_A : 이동류의 평균대기차량길이이다.
- TD_E^k : k 번째 이동류의 녹색시간 끝에서의 진입 교통량이다.
- TD_S^k : k 번째 이동류의 녹색시간 시작시점에서의 진입 교통량이다.
- X_i^k : i 교차로의 k 이동류의 포화도이다. ($(V_i/C_i) = (V_i/S_i) \times g_i^k/C_i(n)$)
- V_i^k : i 교차로의 k 이동류의 교통량이다.
- D_i^k : i 교차로의 k 이동류의 지체도이다.

2) 교통류의 출발도착분포

본 논문에서의 교통류의 출발·도착분포를 개념적



〈그림 5〉 교통류의 출발·도착분포의 예

으로 설명하면 다음과 같다. 〈그림 5〉에서와 같이 두 개의 교차로가 있고 Lead-Lead 패턴을 가정하면 #1에서의 출발분포는 교차로 $i-1$ 의 2번 직진이동류가 $t=10$ 초에서 초기대기차량이 포화교통류율로 출발한 다음 직진이동류의 현시시간이 40초라면 나머지 시간 동안에는 평균도착류율로 도착하는 교통류가 그대로 출발하고 교차로 소거시간 후에 좌회전녹색시간이 20초라면 좌회전 7번이동류가 초기대기차량이 소거되는 시간동안 포화교통류율로 출발하고 나머지 시간 동안에는 평균도착류율로 출발하며 나머지 주기시간 동안에는 우회전 교통류가 우회전 평균도착류율로 도착하는 형태를 보인다.

다음으로 교차로 i 의 #2 지점에서의 도착분포는 교차로 $i-1$ 에서 출발한 교통류가 통행시간 50초후 즉 $t=60$ 초에 직진이동류가 #1에서의 출발분포 대로 도착하는 형태를 띤다. 여기서 차량의 출발 후 분산이 없다고 가정하였다. 또한 교차로 i 의 #2지점에서 직진 이동류의 출발분포는 도착한 교통류 중에서 직진하는 교통류가 주기가 100초였다면 $t=110$ 초 시점에서 포화교통류율로 출발하게 된다. 이때 #2의 도착분포의 직진이동류와 좌회전 이동류의 $t=110$ 초까지의 도착 교통류 중에서 직진하는 교통류비율만큼의 교통류가 출발하는 동안에는 포화교통류율로 출발하고 나머지

직진이동류 녹색시간동안에는 평균도착류율로 출발하게 된다.

따라서 #2의 도착분포의(직진+좌회전+우회전)X 직진비율 과 #2의 출발분포의 포화교통류율로 출발하는 교통류의 면적이 같게된다.

3) 이동류별 유입 교통량 추정

(1) 주어진 교통량에 따른 외곽 교차로의 유입교통량 추정

외생변수로 교통량이 주어지는 외곽교차로에서의 새주기, 새현시를 결정해야할 시점에서의 초기 대기 차량수를 기준으로 t 시간 이후의 유입교통량을 선형적인 방법으로 예측한다.

그 예로 2번 이동류의 유입교통량을 구하면 〈그림 4〉에서 보는 바와 같이 새로운 주기를 결정할 시점에서의 자동차 대기차량의 길이를 $Q_{int}^2(n)$ 라하고 자동차의 도착율을 λ 라고 하면 $g_i^2(n)$ 의 끝 시점에서의 유입교통량 추정 방법은 아래와 같다.

$$\cdot \text{유입교통량} = \text{초기대기차량수} + \text{신호시작 후 해당 녹색시간까지 도착교통량}$$

즉 대기차량의 초기 값에 해당 이동류의 녹색시간이 끝날 때까지 초당 λ 의 도착율로 차량이 유입되므로 $\lambda\{g_i^1(n) + g_i^2(n)\}$ 의 항이 더해진다. 그리고 $Q_{int}^2(n)$ 은 $n-1$ 주기의 $Q_E^2(n-1) + \lambda\{g_i^3(n-1) + g_i^4(n-1)\}$ 로 쓸수 있으므로 2번 이동류의 녹색시간 끝에서의 유입교통량 TD_E^2 는 아래와 같다.

$$TD_E^2 = Q_E^2(n-1) + \lambda\{g_i^3(n-1) + g_i^4(n-1)\} + \lambda\{g_i^1(n) + g_i^2(n)\}$$

포화상태를 고려하여 각 이동류마다의 녹색시간 시작시점의 대기 차량 길이가 도로의 저장 용량 Q_{max}^k 을 넘으면 안되므로, 다음식을 만족하도록 한다.

$$TD_S^2 = Q_E^2(n-1) + \lambda\{g_i^3(n-1) + g_i^4(n-1)\} + \lambda \cdot g_i^1(n) \leq Q_{max}^2$$

나머지 이동류에 대해서도 위와 동일한 방법으로 구한다.

(2) 내부교차로의 도착을 함수에 의한 유입교통량 추정

내부 교차로에서의 유입교통량 추정은 도착율이 외곽 교차로와는 달리 상수가 아니라 시간의 함수로 표현되어야 한다.

옆 교차로와 연계가 되는 교차로에서의 예측되는 유입교통량을 시간에 따른 선형적 도착이 아니므로 전 교차로에서 현 교차로로 진입하는 차량의 시각이 매우 중요하다.

신호의 좌회전 현시순서가 Lead-Lead 임으로 인접 교차로에서 2번 이동류가 출발한 다음 7번 이동류가 출발하게 되므로 교차로 i 에서 볼 때의 도착율은 <그림 5>의 #1과 같다.

단, 여기서 모든 시간에 걸쳐 우회전 차량은 균일하게 도착한다고 보았고 출발시의 차량밀도가 링크사이를 이동하면서 형태가 크게 변하지 않는다고 가정하였다. 위 문제를 선형부등식으로 풀기 위해서 도착율을 포화교통류율로 도착하는 포화영역과 그렇지 않은 부분으로 나누어 사각형 모양으로 근사화 하였다.

그러므로 <그림 5>의 #2와 같은 차량 도착 밀도를 갖는 차량군이 현 교차로에 도착한다고 가정하고 이에 대하여 녹색시간 끝에서의 진입교통량을 추정한다.

<그림 6>은 전 주기의 도착율과 현 주기에서 도착할 도착율, 그리고 출발분포를 함께 표현한 것이다. $t_0^k \sim t_8^k$ 는 전 주기를 나타내며 $t_9^k \sim t_{15}^k$ 는 인접 교차로의 가장 최근 주기를 나타낸다. 또한 그림 하단에서는 도착후 출발분포를 보여준다. $t_{16}^k \sim t_{22}^k$ 사이의 도착율이 충분한 길이 일 때는 필요가 없으나 불충분할 경우를 대비하여 동일한 도착율이 반복된다.

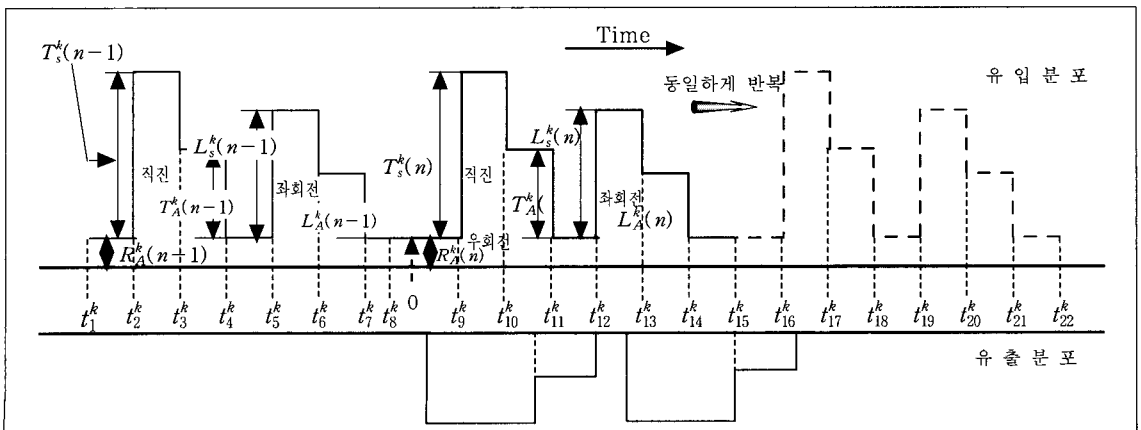
는 가정 하에 연장하여 계산한다. 0점은 시간축 어디에서나 위치 가능하다. 이상의 도착율은 사각형의 형태를 띄므로 Unit Step 함수의 합으로 다음과 같이 표현할 수 있다.

$$\begin{aligned}
 f(t) = & R_A^k(n-1) \cdot u(t-t_1^k) + T_S^k(n-1) \\
 & \cdot u(t-t_2^k) + \{T_A^k(n-1) - T_S^k(n-1)\} \cdot u(t-t_3^k) \\
 & - T_A^k(n-1) \cdot u(t-t_4^k) + L_S^k(n-1) \cdot u(t-t_5^k) \\
 & + \{L_A^k(n-1) - L_S^k(n-1)\} \cdot u(t-t_6^k) - L_A^k(n-1) \\
 & \cdot u(t-t_7^k) + \{R_A^k(n) - R_A^k(n-1)\} \cdot u(t-t_8^k) \\
 & + T_S^k(n) \cdot u(t-t_9^k) + \{T_A^k(n) - T_S^k(n)\} \cdot u(t-t_{10}^k) \\
 & - T_A^k(n) \cdot u(t-t_{11}^k) + L_S^k(n) \cdot u(t-t_{12}^k) \\
 & + \{L_A^k(n) - L_S^k(n)\} \cdot u(t-t_{13}^k) - L_A^k(n) \cdot u(t-t_{14}^k) \\
 & + T_S^k(n) \cdot u(t-t_{16}^k) + \{T_A^k(n) - T_S^k(n)\} \cdot u(t-t_{17}^k) \\
 & - T_A^k(n) \cdot u(t-t_{18}^k) + L_S^k(n) \cdot u(t-t_{19}^k) \\
 & + \{L_A^k(n) - L_S^k(n)\} \cdot u(t-t_{20}^k) - L_A^k(n) \\
 & \cdot u(t-t_{21}^k) - R_A^k(n) \cdot u(t-t_{22}^k)
 \end{aligned}$$

만약 $t_j^k < 0$ 이면 ($j=1$ to 22) $t_j^k=0$ 이다.

Unit Step 함수의 앞에 곱해지는 수는 상수이므로 이를 a_j 라고 하면, $f(t) = \sum_{j=1}^{22} a_j \cdot u(t-t_j^k)$ 로 표현된다.

일반적으로 녹색 시간이 t_5^k 에서부터 시작해서 t_8^k 에서 끝나며, 도착율 함수를 $f_k(t)$, 초기대기차량 Q_{int}^k 은 $Q_E^k(n-1) + \int_{t_1^k(n-1)}^{C(n-1)} f_k(t)dt$ 이므로 녹색시간 끝에서의 유입교통량 TD_E^k 는 다음과 같이 주어진다.



<그림 6> 도착 및 출발분포

$$TD_E^k = \left\{ Q_E^k(n-1) + \int_{t_s^k(n-1)}^{C(n-1)} f_k(t) dt \right\} + \int_0^{t_s^k} f_k(t) dt$$

$f_k(t)$ 는 Unit Step 함수의 합으로 표현되므로 다시 쓰면

$$TD_E^k = \left\{ \sum_{j=1}^{22} a_j^k(n-1) \cdot \max(t_j^k(n-1) - t_s^k(n), 0) \right\} + \sum_{j=1}^{22} a_j^k \cdot \max(t_e^k - t_j^k, 0)$$

3. 이중목적 동적신호시간 계산방법

1) 대기차량길이 예측기법

(1) 주어진 교통량에 따른 외곽 교차로의 대기차량 계산

새주기, 새현시를 결정해야 하는 시점에서의 대기차량의 수를 기준으로 하여 t 시간 이후의 대기차량의 수를 선형적인 방법으로 예측하여 그 크기를 최소화 함으로써 대기차량의 길이를 최소화한다.

그 예로 2번 이동류의 녹색시간 끝에서의 대기차량의 길이 Q_E^2 를 구하면 아래와 같다.

$$Q_E^2 = \max \left[Q_E^2(n-1) + \lambda \cdot \{g_1^3(n-1) + g_1^4(n-1)\} + \lambda \cdot \{g_1^1(n) + g_1^2(n)\} - d_2 \cdot g_1^2(n), 0 \right]$$

또한 포화상태를 고려하여 각 이동류마다의 녹색시간 시작시점의 대기 차량 길이가 도로의 포화 용량 Q_{max}^k 을 넘으면 안되므로, 다음 식을 만족시켜야 한다.

$$Q_S^2 = Q_E^2(n-1) + \lambda \cdot \{g_1^3(n-1) + g_1^4(n-1)\} + \lambda \cdot g_1^1(n) \leq Q_{max}^2$$

나머지 이동류에 대해서도 위와 동일한 방법으로 구한다.

(2) 도착율함수에 의한 대기차량 계산

일반적으로 녹색 시간이 t_s^k 에서부터 시작해서 t_e^k 에서 끝나며 서비스율이 d_k , 도착율 함수를 $f_k(t)$, 초기대기 차량길이 Q_{in}^k 는 $Q_E^k(n-1) + \int_{t_s^k(n-1)}^{C(n-1)} f_k(t) dt$ 이므로 녹색시간 끝에서의 대기 차량 길이 Q_E^k 는 다음과 같이 주어진다.

$$\begin{aligned} & \max \left\{ Q_E^k(n-1) + \int_{t_s^k(n-1)}^{C(n-1)} f_k(t) dt \right. \\ & \quad \left. + \int_0^{t_s^k} f_k(t) dt - d_k \cdot (t_e^k - t_s^k), 0 \right\} \\ & = \max \left\{ Q_E^k(n-1) + \int_{t_s^k(n-1)}^{C(n-1)} f_k(t) dt \right. \\ & \quad \left. + \int_0^{t_s^k} f_k(t) dt - d_k \cdot g_i^k(n), 0 \right\} \text{로 표현된다.} \end{aligned}$$

$f_k(t)$ 는 Unit Step 함수의 합으로 표현되므로 다시 쓰면

$$Q_E^k = \max \left[Q_E^k(n-1) + \sum_{j=1}^{22} a_j^k(n-1) \cdot \max(t_j^k(n-1) - t_s^k(n), 0) + \sum_{j=1}^{22} a_j^k(n) \cdot \max(t_e^k - t_j^k, 0) - d_k \cdot g_i^k(n), 0 \right]$$

또한 녹색시간 시작시점의 대기차량길이가 도로 포화용량 Q_{max}^k 를 넘으면 안되므로 다음 조건을 만족시켜야 한다.

$$Q_S^k = \max \left[Q_E^k(n-1) + \sum_{j=1}^{22} a_j^k(n-1) \cdot \max(t_j^k(n-1) - t_s^k(n), 0) \right] \leq Q_{max}^k$$

(3) 대기차량 길이 최소화를 위한 목적함수

앞의 외곽교차로와 내부교차로의 도착함수에 의해 대기차량길이 최소화를 위한 목적함수는 $\left(\sum_{k=1}^8 Q_E^k \right) / 8$ 을 최소화하는 이동류별 녹색시간 및 신호주기가 된다.²⁾

2) 지체도 예측기법

(1) 지체시간 최소화 목적함수

지체시간 최소화를 위한 목적함수는 HCM¹⁵⁾의 지체도 산정식을 적용한다. 그러나 본 모형이 매 주기마다 주기길이가 변화하고 균일도착과 분산이 없는 것으로 가정하였기 때문에 임의지체(과부하 지체)는 삭제하여 적용하고 대신 녹색현시가 끝나는 시점에 도착하는 교통류의 지체시간을 합한다.

$$d = d_1 \times DF + D_E$$

$$d_1 = 0.38 \times C \times \frac{(1 - g_i/C)^2}{[1 - (g_i/C) \times X_i]}$$

D_E : 녹색현시가 끝나는 시점 이후에 도착교통류의 지체시간 계산

$$DF = 1.0$$

$$D_E = [(Q_E^2(n-1) \times [g_i^3(n-1) + g_i^4(n-1) + g_i^1(n)]) + ((\lambda_R + \lambda_T + \lambda_L) \times [g_i^3(n-1) + g_i^4(n-1) + g_i^1(n)]^2 \div 2)] / V$$

$$d_i = \frac{\sum d_i V_i}{\sum V_i}, \quad d_A = \frac{\sum d_A V_A}{\sum V_A}$$

d_1 : 균일지체

d_2 : 녹색현시가 끝나는 시점의 도착 교통류의 지체시간

d_A : 접근로 A의 지체도, 초/대

d_i : 접근로 A의 i 이동류의 지체도

V_i : i 이동류의 교통량

d_i : I 교차로의 평균 지체도(초/대)

(2) 주어진 교통량에 따른 평균지체도 계산

새주기, 새현시를 결정해야 하는 시점에서의 유입교통량을 기준으로 하여 t 시간 이후의 유입교통량을 선형적인 방법으로 예측하여 유입교통량을 예측한다.¹⁾

2번 이동류의 유입교통량은 다음과 같다.

$$TD_E^2 = Q_E^2(n-1) + \lambda\{g_i^3(n-1) + g_i^4(n-1)\} + \lambda\{g_i^1(n) + g_i^2(n)\}$$

또한 주기는 $C_i(n) = g_i^1(n) + g_i^2(n) + g_i^3(n) + g_i^4(n)$ 으로 구할 수 있고 포화도 X_i^2 는 $V_i^2 / (S_i \times (g_i^2 / C_i(n)))$ 이며 교통량 V_i 는 한 주기당 유입교통량을 시간단위로 환산하여 구할 수 있다.

따라서 2번 이동류의 지체도 D_i^2 는 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$D_i^2 = \left[0.38 \times C_i(n) \times \frac{(1 - g_i^2 / C_i(n))^2}{\{1 - (1 - g_i^2 / C_i(n))\} \times X_i^2} \right] + [(Q_E^2(n-1) \times [g_i^3(n-1) + g_i^4(n-1) + g_i^1(n)] + (\lambda_R + \lambda_T + \lambda_L) \times [g_i^3(n-1) + g_i^4(n-1) + g_i^1(n)]^2 \div 2)] / V$$

$$\left(X_i^2 = \frac{[Q_E^2(n-1) + \lambda\{g_i^3(n-1) + g_i^4(n-1)\} + \lambda\{g_i^1(n) + g_i^2(n)\}] \times (3600 / C_i(n))}{(S \times g_i^2 / C_i(n))} \right)$$

(3) 도착율 함수에 의한 평균지체도 계산

일반적으로 녹색시간이 t_s^k 에서부터 시작해서 t_s^k 에서 끝나고 도착율함수 $f_k(t)$, 초기대기차량 Q_{ini}^k 는 $Q_E^k(n-1) + \int_{t_s^{k(n-1)}}^{C(n-1)} f_k(t) dt$ 로 표현되고 포화도는

$$X_i^2 = \frac{V_i^2}{S_i \times (g_i^2 / C_i(n))} \text{이며}$$

$$V_i^2 = \left[Q_E^k(n-1) + \int_{t_s^{k(n-1)}}^{C(n-1)} f_k(t) dt + \left(\int_0^{t_s^k} f_2(t) dt \right) \right] \times \left(\frac{3600}{C_i(n)} \right)$$

이러면 2번이동류 지체도는 다음과 같이 구할 수 있다.

$$D_i^2 = d_i^2 \times DF^2 = d_i^2 + D_E^2$$

$$D_i^2 = \left[0.38 \times (C_i(n) \times \frac{(1 - g_i^2 / C_i(n))^2}{[1 - (g_i^2 / C_i(n)) \times X_i^2]} \right] + [(Q_E^2(n-1) \times [g_i^3(n-1) + g_i^4(n-1) + g_i^1(n)] + [(\lambda_{TS} \times (t_{TS}^2 - t_s^2) \div 2) \times (t_s^2 - t_{TS}^2) + (\lambda_{TA} (t_{TA}^2 - t_{TS}^2) \div 2) \times (t_s^2 - t_{TA}^2) + (\lambda_{LS} (t_{LS}^2 - t_s^2) \div 2) \times (t_s^2 - t_{LS}^2) + (\lambda_{LA} \times (t_{LA}^2 - t_{LS}^2) \div 2) \times (t_s^2 - t_{LA}^2) + \lambda_{RA} (t_{RA}^2 - t_s^2) \div 2)] / V_i^2$$

$$\left(X_i^2 = \frac{[Q_E^2(n-1) + \int_{t_s^{k(n-1)}}^{C(n-1)} f_2(t) dt + (\int_0^{t_s^k} f_2(t) dt)] \times \left(\frac{3600}{C_i(n)} \right)}{S_i \times (g_i^2 / C_i(n))} \right)$$

(4) 교차로별 지체 최소화 목적함수 계산

교차로 전체의 평균지체도를 구하기 위해서는 이동류별 총 지체도를 모두 합한 다음 교차로 전체 교통량으로 나누어주어야 한다. 따라서 구하여야할 최적해

는 $Min \left\{ \frac{\sum_{k=1}^8 D_i^k}{\sum_{k=1}^8 V_i^k} \right\}$ 가 최소화되는 이동류별 녹색시간 및 신호주기이다.

4. 이중목적 신호최적화 알고리즘

1) 이중목적 신호최적화 원리

본 모형은 2개의 목적함수를 동시에 최적화 하는 동적신호시간 결정을 위한 것으로 목적함수는 대기차

량길이 최소화, 지체도 최소화로 구성하였다.

이중목적 값을 달성하는 해집합을 P 라고 하고 P 안에 있는 임의의 값을 p 라 하면, 두 가지 목적을 수반하는 신호최적화 문제는 이중목적 신호최적화 문제가 된다.

위 문제의 이상적인 목적값(Ideal Objective Value)은 각 목적함수를 독립적으로 고려해서 해를 구함으로써 얻어지며 목적함수 영역(Objective Function Space)에서 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$I = (Z_1^*(P), Z_2^*(P))$$

$$\text{여기서, } Z_k^*(P) = \min_{p \in P} Z_k(P), \quad k = 1, 2$$

목적함수 $Z_1(P)$, $Z_2(P)$ 는 서로 상충되기 때문에 두 목적함수를 모두 최적화 하는 이상적인 목적값 I 에 대응되는 최적 값은 존재하지 않는다. 그러므로 이중목적 최적화 문제에서는 의사결정자가 가장 만족할 수 있는 해들을 탐색하여 이를 제시해 주는 것이 중요한 문제가 된다. 이러한 경우에 최적해의 개념은 파레토 최적해의 개념으로 바뀌어야 한다.

어떤 특정해 $P_0 \in P$ 에 대해 $Z_1(P_k) < Z_1(P_0)$, $Z_2(P_k) \leq Z_2(P_0)$ 가 성립되도록 하는 어떠한 최적해 $P_k \in P$ 도 존재치 않거나 $Z_2(P_k) < Z_2(P_0)$, $Z_1(P_k) \leq Z_1(P_0)$ 가 성립 되도록 하는 어떠한 최적해 $p_k \in P$ 도 존재치 않으면 p_0 는 파레토최적해이다. 파레토 최적해는 유일하게 존재하는 것이 아니라 다수 존재한다. 따라서 두 가지 목적간의 절충을 고려한 다수의 파레토 최적해가 탐색되어야 한다.

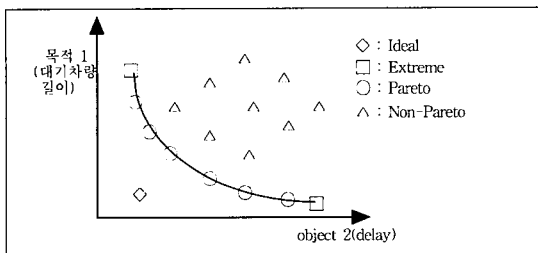
〈그림 7〉은 두 가지 목적함수 영역에서의 이상적인 목적 값 I 와 파레토 최적해에 대응되는 목적값을 나타내고 있다. 다수의 파레토 최적해가 존재하므로 이에 대응해서 다수의 목적값이 목적함수 영역에 분

포되어지며 이들은 파레토 최적 등고선(Pareto Optimal Frontier)을 구성한다. 파레토 최적해를 탐색하는 문제는 조합 최적화 문제에 해당하며 계산시간이 매우 오래 걸리고 모든 파레토 최적해를 탐색하는 것은 불가능하다. 그러나 최근에 이중목적 최적화 문제의 파레토 최적해를 모두 탐색하기 위하여 유전자 알고리즘을 적용하고 있으며 효율적인 파레토 최적해를 찾기 위한 여러 기법들이 연구되고 있다¹³⁾. 본 연구에서는 이중목적 신호주기 결정문제에 적합한 새로운 유전자 알고리즘을 개발하여 파레토 최적해의 전부를 효과적으로 탐색이 가능하도록 하는 것이다.

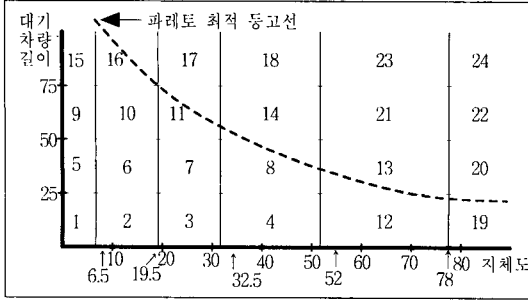
2) 이중목적 신호최적화 알고리즘

이중목적 신호최적화 알고리즘을 구성하기 위해서는 이중목적 유전자알고리즘의 다양한 파레토 해집합을 찾는 선별방법을 고려해야 한다. 그 중에서 Goldberg¹⁶⁾가 제안한 파레토 유전알고리즘(Pareto Genetic Algorithm:PGA)은 개체의 비지배정도에 따라 순위를 부여하여 그 순위에 의해 적응도를 구하는 방법이다. 순위를 구하는 절차는 다음과 같다. 먼저 모집단 내의 모든 개체에 대해 지배여부를 조사하여 비지배되는 개체들에 순위1을 부여하고 이들을 모집단에서 제거한다. 다시 새로운 모집단 내의 개체들에 대해 지배 여부를 조사하여 비지배되는 개체에 순위2를 부여하고 이들을 모집단에서 제거한다. 모든 개체에 순위가 부여되면 순위선별방법에 의해 적응도를 구할 수 있다. 파레토 유전알고리즘에서는 동일한 순위에 속하는 개체는 동일한 적응도를 갖는 것으로 하여 선별을 실시한다.

대기차량 길이를 목적1, 지체도를 목적2로 하여 다판단기준 최적화를 실행하면 〈그림 8〉과 같은 파레토 최적 등고선이 도출된다. 여기서 우리는 신호주기와 신호현시를 구해야 하기 때문에 파레토최적 등고선 중에서 대기차량길이와 지체도 최소화 모두를 만족시키는 최적의 신호주기와 신호현시를 찾기 위하여 대기차량 길이는 1주기 최대길이(25대), 2주기 최대길이(50대), 3주기 최대대기길이(75대이상)와 접근 지체도에 따른 서비스 수준 A(6.5초/대), B(19.5초/대), C(32.5초/대), D(52초/대), E(78초/대), F(78초/대 이상)으로 구분하여 두 목적함수의 상대적인 우선 순위를 부여하여 가장 높은 순위의 파레토최적



〈그림 7〉 파레토 최적



〈그림 8〉 파레토최적 등고선내에서 다판단기준 최적값 도출에 적용할 순서기준

등고선 내에 있는 임의의 값을 선택하여 신호주기와 현시길이를 찾는다. 다만 여기서 X,Y축의 좌표값에 대응되는 기준은 원리를 설명하기 위한 것으로 교통 상황에 따라 다양하게 구성하여야 한다. 따라서 여기서 제시하는 기준점은 원리를 설명하기 위한 것으로 절대값으로 보는데는 한계가 있다. 정확한 숫치값을 찾기 위한 추가적인 연구가 필요하다.

이상의 과정에 따라 다판단 기준 신호 최적화 알고리즘을 구성하면 다음과 같다.

Find : C, G_{ij}

Min Z_q(P)

$$\text{Min } FV^a = \left(\sum_{k=1}^8 Q_k^a \right) / 8$$

Min Z_d(P)

$$\text{Min } FV^d = \frac{\sum_{k=1}^8 D_k^d}{\sum_{k=1}^8 V_k^d}$$

Z_q(P_i) < Z_q(P₀), Z_d(P_i) ≤ Z_d(P₀)

for some q ∈ {1, 2, ..., K}

Z_d(P_i) < Z_d(P₀), Z_q(P_i) ≤ Z_q(P₀)

for some d ∈ {1, 2, ..., K}

for all {q! = d}

(Multi selection rule)

1. IF Z_q(P) ≤ 25 & Z_d(P) ≤ 6.5 then Go To 25
2. IF Z_q(P) ≤ 25 & 6.5 < Z_d(P) ≤ 19.5 then Go To 25
3. IF Z_g(P) ≤ 25 & 19.5 < Z_d(P) ≤ 32.5 then Go To 25
4. IF Z_q(P) ≤ 25 & 32.5 < Z_d(P) ≤ 52 then Go To 25

24. IF 75 < Z_q(P) & Z_d(P) > 78

then Go To 25

25. STOP select C, G_{ij}

subject to

$$G_{i1} + G_{i2} = G_{i5} + G_{i6}, \text{ for } i=1, \dots, N_i$$

$$G_{i3} + G_{i4} = G_{i7} + G_{i8}, \text{ for } i=1, \dots, N_i$$

$$\sum_{j=1}^{m} G_{ij} = C, \text{ for } i=1, \dots, N_i$$

$$G_{ij} \geq MG_{ij} \text{ for } i=1, \dots, N_i \text{ and } j=1, \dots, N_m$$

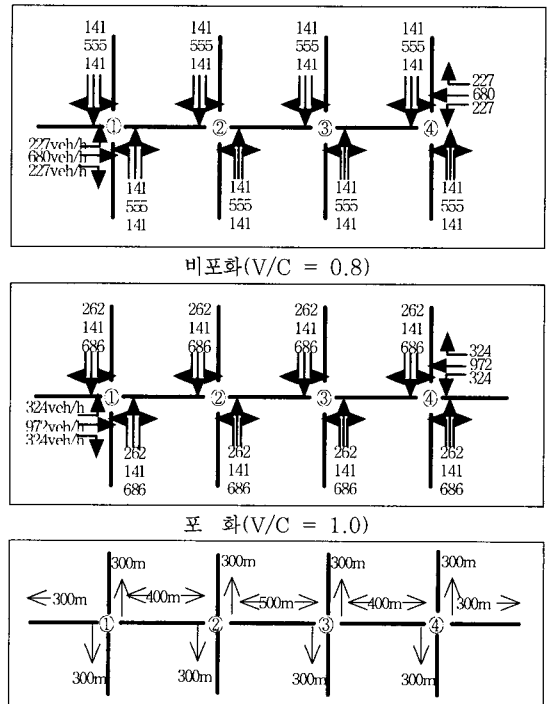
$$\text{Min} C \leq C \leq \text{Max} C \quad G_{ij}, C \geq 0 \text{ and integer}$$

III. 모델의 적용결과 및 평가

1. 모의실험계획

1) 적용대상 네트워크

제안모형은 〈그림 9〉와 같이 4개의 교차로를 가진 간선도로를 기준으로 하였다.



〈그림 9〉 교차로의 형태

공통실험조건은 다음과 같다.

- ▶ 차로수 : 접근로별로 직진, 좌회전, 우회전 각각 1차로

- ▶ 현시순서 : 좌회전 Lead-Lead인 NEMA 현시 체계
- ▶ 최소주기 : 70초, 최대주기 160초
- ▶ 최소녹색시간
 - 주방향(동↔서) 직진이동류 : 25초
 - 부방향 직진 및 좌회전 이동류 : 15초
- ▶ 초기대기차량수 : 각 이동류별로 5대
- ▶ 포화교통류율(Saturation flow rate) : 1800대/시
- ▶ 평균주행속도 : 36km/h
- ▶ 황색시간 : 3초

2. 모델구현

프로그램은 MATLAB을 이용하여 구현하였는데, 프로그램의 시작은 CFC.m에서 포화교통류율과 시물레이션 시간, 처음 시작할 교차로를 선택하여 입력한다. 다음 단계에서는 각 교차로의 초기 대기차량수와 차량도착율을 통해 각 교차로의 초기 최적신호주기를 LP를 이용하여 구한다. 다음 단계에서는 교차로마다 주기 시작시점이 다르기 때문에 교차로의 위상을 정의하여 교차로간 상대적 시간관계를 결정한다. 시작할 교차로가 선정되면 유전자 알고리즘을 이용하여 대기차량 길이 최소화, 지체도를 최소화하는 이중목적 동적신호시간으로 최적신호시간 및 녹색시간을 결정하게 된다.

모형의 전체 흐름도는 <그림 10>와 같다.

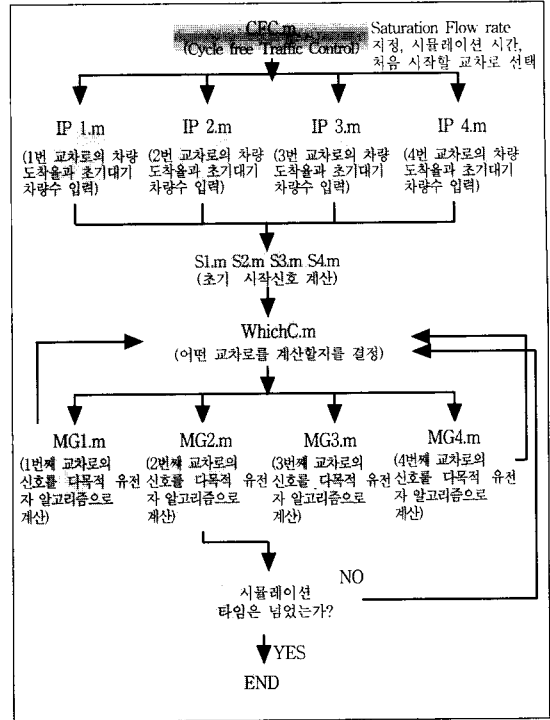
3. 모델의 적용결과 및 평가

신 모형의 평가를 위해서 간접적인 비교로서 TRANSYT-7F의 지체도와 PASSER-II의 지체도, 대기차량수를 비교하고 우선 본 모형의 경우 동적으로 교통상황에 따라 최적주기를 산출하므로, 같은 조건하에서 정주기식으로 통과차량, 주기, 현시, 대기차량, 지체도 등을 구하여 이를 비교하고자 한다.

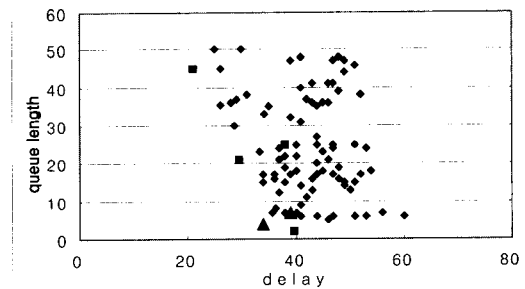
먼저 동일조건에서 정주기식과 본 모형을 비교한 결과가 다음과 같다.

1) 비포화상태(V/C=0.8)

비포화상태에서 30분 동안 시물레이션 한 결과 비포화 교차로1의 3번째 주기에서 형성된 비지배해를



<그림 10> Cycle-free 다목적 교통신호 프로그램 전체 흐름도



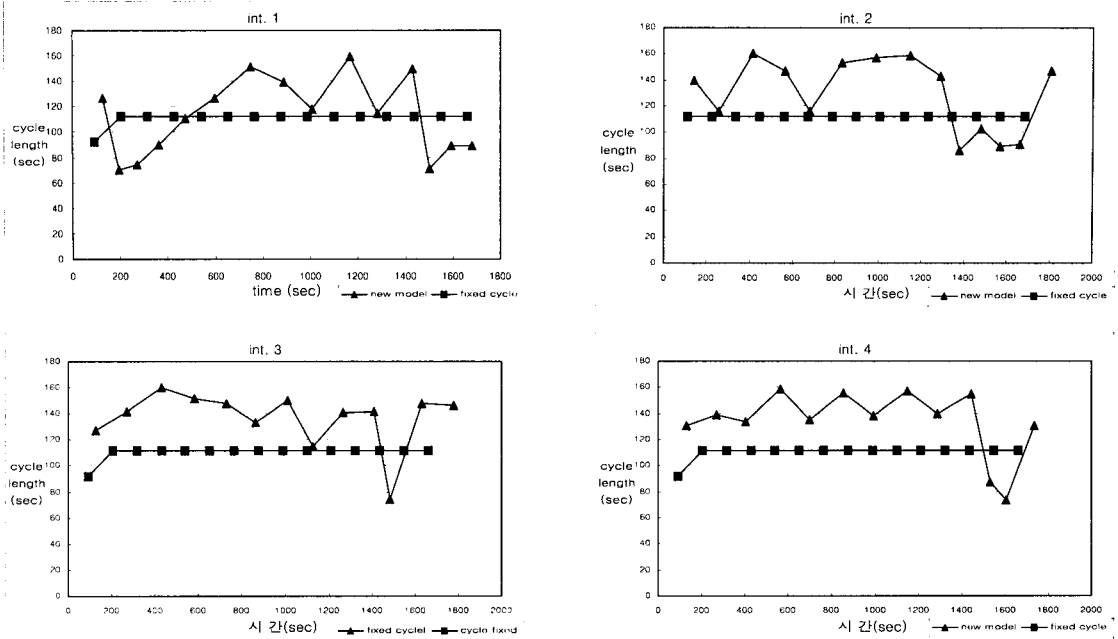
<그림 11> 비포화상태의 비지배해

나타내면 <그림 11>과 같으며, 이 중에서 큰 사각형이 비지배해가 되며 이 중에서 한 개의 값(큰 삼각형)을 선택하여 신호주기와 신호현시를 계산한다.

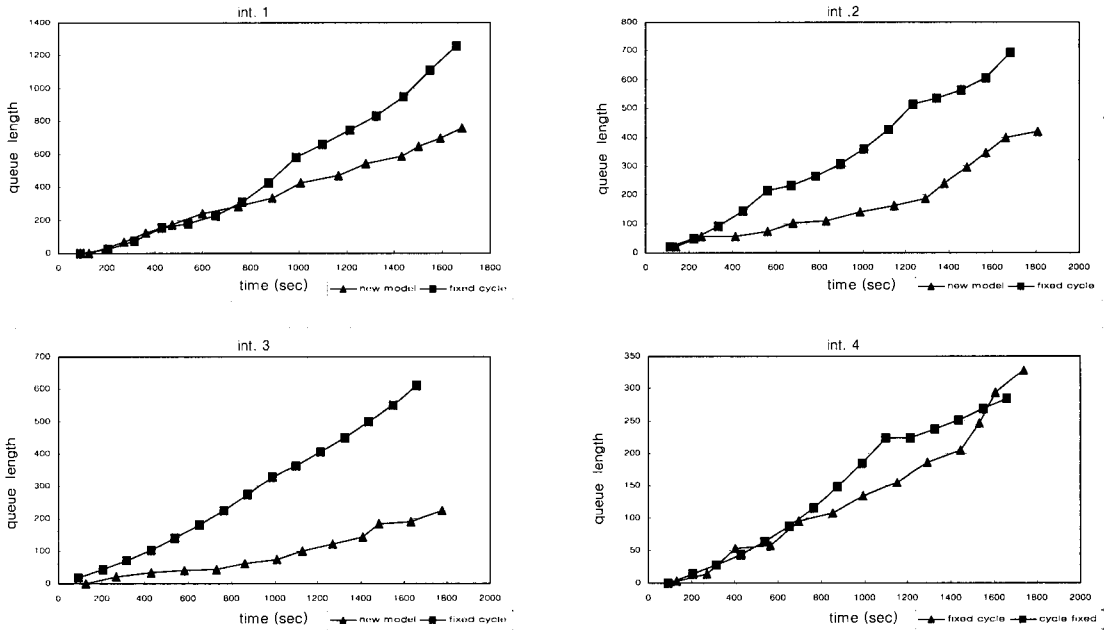
(1) 주기 변화

<그림 12>는 각각의 교차로의 주기변화를 그래프로 나타낸 것이다.

비포화상태의 경우 교차로 전체적으로 볼 때 본 모형의 주기가 정주기식의 주기보다 높은 값이 수행되었으며, 또한 매 주기마다 주기변동이 일어났다.



〈그림 12〉 교차로 주기변화



〈그림 13〉 교차로의 누적 대기차량수

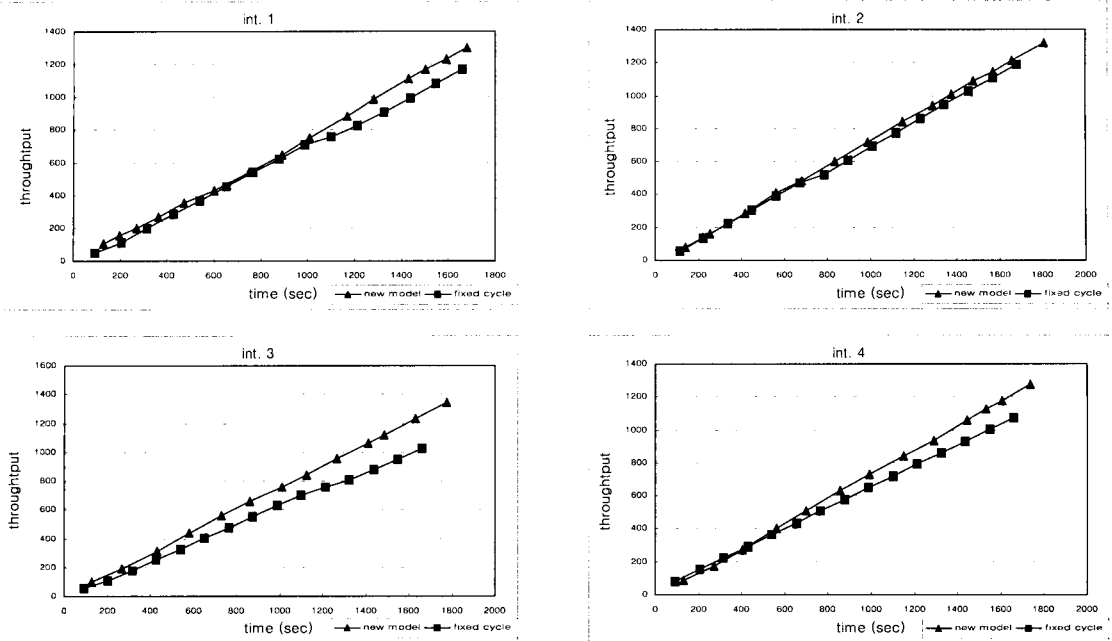
(2) 대기차량수

〈그림 13〉은 교차로별 누적대기차량수를 그래프로 나타낸 것이다. 비포화상태의 경우 교차로 전체적으로 볼 때 본 모형의 대기차량수가 더 적은 것으로 나타났다으나 교차로4의 경우 정주기식이 더 적은 것으로

나타났다.

(3) 녹색시간동안 통과차량수

〈그림 14〉는 교차로별 녹색시간 동안 누적통과차량수를 그래프로 나타낸 것이다.



〈그림 14〉 교차로의 누적 통과차량수

비포화상태의 경우 교차로 전체적으로 볼 때 녹색 시간 동안 본 모형의 통과차량이 정주기식의 통과차량보다 약간 많게 나타났다.

의 주기는 정주기식에 비해 매 주기마다 주기변동이 일어났다.

2) 포화상태(V/C=1)

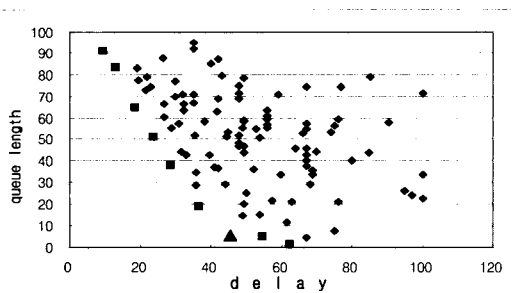
(2) 대기차량수

포화상태에서 30분 동안 시뮬레이션 한 결과 포화 교차로2의 2번째 주기에서 형성된 비지배해를 나타내면 〈그림 15〉와 같으며 이중에서 큰 삼각형으로 표시한 비지배해 중에서 한 개의 값(큰 삼각형)을 선택하여 신호주기와 신호현시를 계산한다.

포화상태의 경우 교차로 전체적으로 볼 때 본 모형의 대기차량수가 더 적은 것으로 나타났다.

(3) 녹색시간동안 통과차량수

다음은 교차로별 누적대기 차량수를 그래프로 나타낸 것이다. 포화상태의 통과차량수도 정주기식에 비해 더 많은 것으로 나타났다.



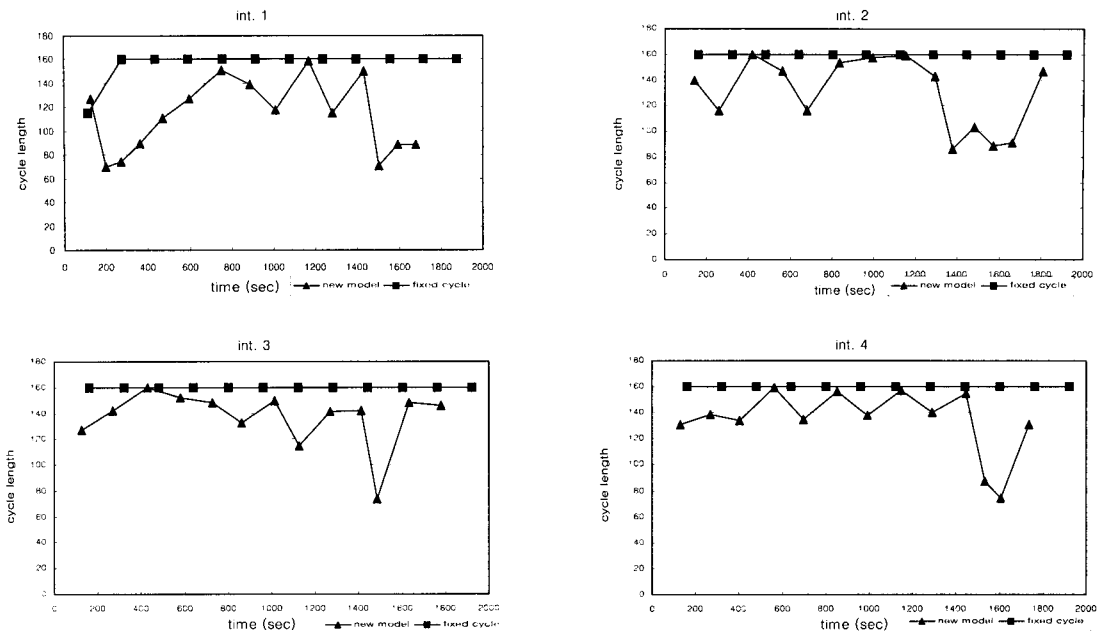
〈그림 15〉 포화상태의 비지배해

3) 정주기식과의 직접 비교 결과 요약

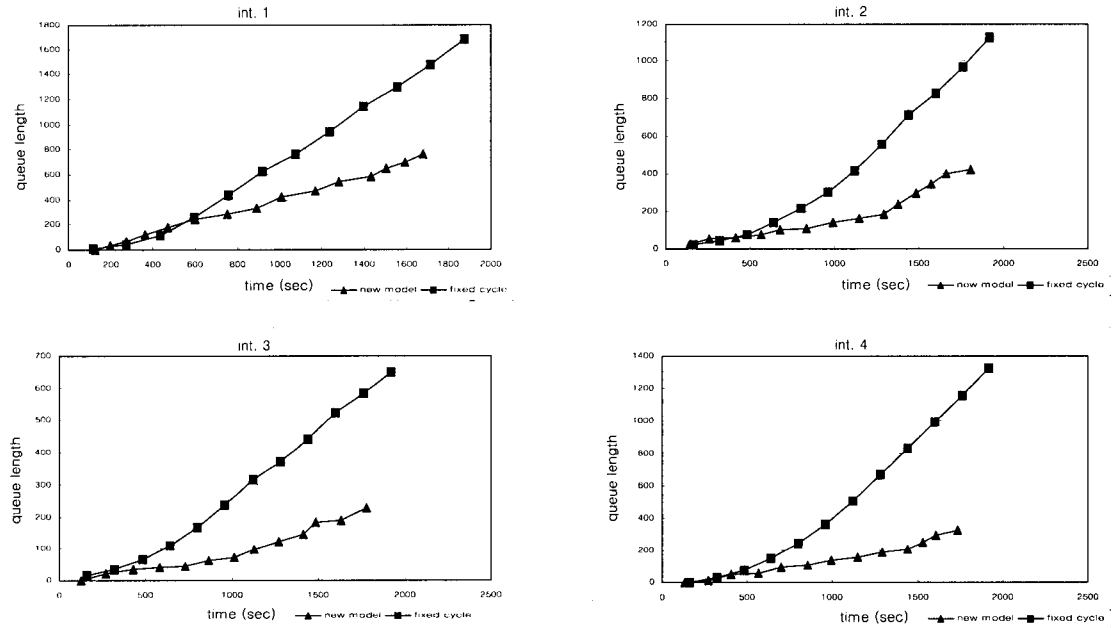
지금까지 본모형과 정주기식을 비포화상태 및 포화상태로 나누어 각각 30분 시뮬레이션 했을 때의 주기변화, 대기차량수 및 녹색시간 동안의 통과차량수에 대해서 비교해 보았다. 30분 동안의 대기차량수 및 통과차량수의 비교결과 본 모형이 정주기식보다는 우수한 것으로 나타났으며 특히 포화상태에서 대기차량수가 더 적고 통과 차량수는 더 많은 것으로 나타나 포화상태에서 더 좋은 결과를 보여주고 있다.

(1) 주기 및 현시 변화

포화상태의 경우 교차로 전체적으로 볼 때 본 모형



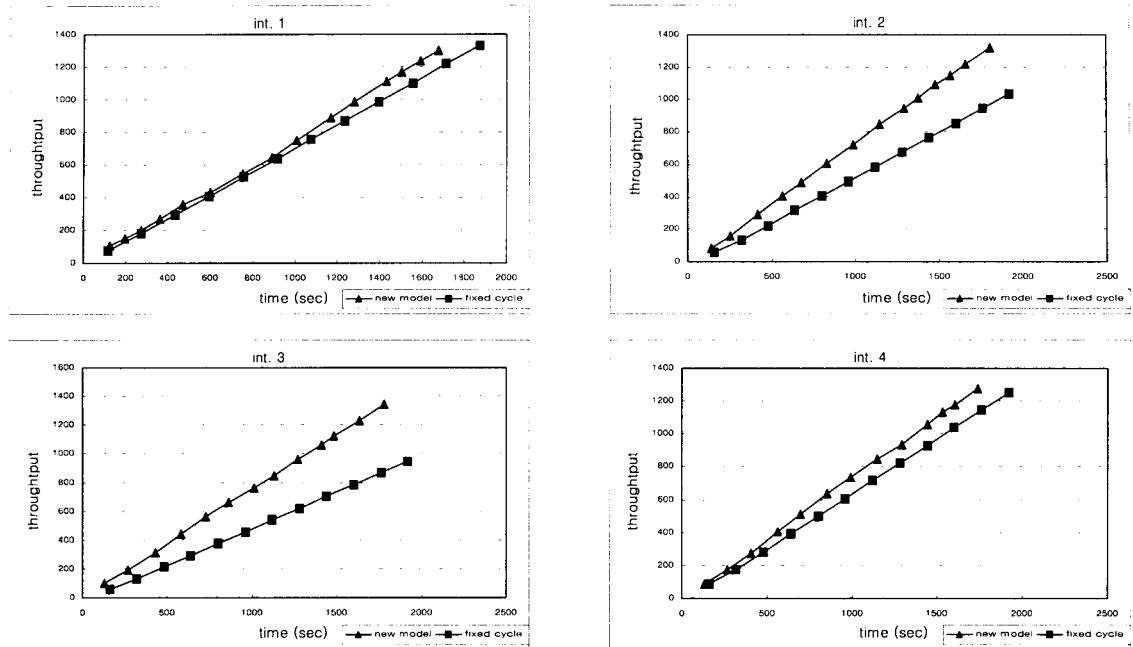
〈그림 16〉 교차로 주기변화



〈그림 17〉 교차로 대기차량수

〈표 1〉 비포화상태에서의 결과 비교

비포화(V/C=0.8)		교차로1	교차로2	교차로3	교차로4	합계
대기차량수(대)	본 모형	759	420	294	190	1663
	정주기식	1260	695	610	268	2833
통과차량수(대)	본 모형	1298	1318	1275	1346	5237
	정주기식	1169	1192	1027	1003	4391



〈그림 18〉 교차로 누적통과차량수

〈표 2〉 포화상태에서의 결과 비교

포화(V/C > 1.0)		교차로1	교차로2	교차로3	교차로4	합계
대기차량수 (대)	본 모형	1650	898	451	1256	4255
	정주기식	1681	1127	651	1327	4786
통과차량수 (대)	본 모형	1471	1434	801	1550	5256
	정주기식	1331	1033	948	1253	4565

4) 기존모형(PASSER-II, TRANSYT-7F)와의 비교

PASSER-II나 TRANSYT-7F 모형과의 직접적인 비교는 본 논문과는 목적함수나 접근방법이 다르기 때문에 불가능하다. 그러나 본 모형인 주기변동기반 모형의 적용 가능성을 살펴보기 위하여 효과척도에 의한 비교를 해보았다. 〈표 3〉은 본 모형과 동일 조건에서 PASSER-II와 TRANSYT-7F(8.2)의 모형 결과 평균 지체도를 비교를 나타낸 것이다. 비교결과 비포화에 있어서는 TRANSYT-7F 모형이 가장 좋은 결과를 보이고 있고 포화상태에서는 본 모형이 가장 좋은 결과 값을 보여주고 있다. 이는 TRANSYT-7F 모형이 지체도 최소화에 초점이 맞춰져 있고 본 모형은 지체도 최소화와 대기차량길이 최소화를 동시에 추구하고 있으며 PASSER-II는 통과폭 최대화를 추구하기 때문에 당연한 결과를 보여준다고 판단된다.

〈표 3〉 지체도 결과 비교 (초/대)

구분	본 모형	PASSER-II	TRANSYT-7F
비포화	교차로 1	39.1	28.1
	교차로 2	36.7	29.3
	교차로 3	41.2	27.7
	교차로 4	44.1	28.5
포화	교차로 1	55.1	196.2
	교차로 2	49.8	194.4
	교차로 3	53.2	195.5
	교차로 4	59.4	195.1

〈표 4〉는 대기차량길이 비교결과를 나타내고 있는데 비교결과 포화·비포화의 경우 전체적으로 본 모형의 대기차량 길이가 적게 나타나고 있으며 특히 포화상태의 경우 PASSER-II나 TRANSYT-7F보다 본 모형의 대기차량 길이가 적게 나타나고 있음을 보여주고 있다.

〈표 4〉 대기차량길이 비교

구분		이동류								
		1	2	3	4	5	6	7	8	
비 포 화	교차로 1	본 모형	1	35	0	6	1	0	0	57
		PASSER-II	7	10	3	172	7	10	3	5
		TRANSYT-7F	4	18	3	10	5	7	3	10
	교차로 2	본 모형	0	14	0	7	0	0	0	8
		PASSER-II	7	10	3	172	7	10	3	5
		TRANSYT-7F	4	9	3	10	4	8	3	10
	교차로 3	본 모형	0	10	0	7	0	0	0	7
		PASSER-II	5	7	3	6	5	7	3	6
		TRANSYT-7F	4	6	3	10	3	9	3	10
	교차로 4	본 모형	2	5	0	6	0	0	0	4
		PASSER-II	5	7	3	6	5	7	3	6
		TRANSYT-7F	5	7	3	10	4	18	3	10
포 화	교차로 1	본 모형	0	52	1	16	16	0	0	25
		PASSER-II	87	262	5	187	87	262	5	8
		TRANSYT-7F	16	57	9	55	21	16	9	55
	교차로 2	본 모형	0	5	0	22	0	2	1	21
		PASSER-II	87	262	5	187	87	262	5	8
		TRANSYT-7F	8	15	9	40	9	18	9	40
	교차로 3	본 모형	12	22	2	18	0	4	1	19
		PASSER-II	52	98	5	62	52	98	5	62
		TRANSYT-7F	9	18	9	40	8	14	9	40
	교차로 4	본 모형	1	3	2	13	0	0	0	16
		PASSER-II	52	98	5	62	52	98	5	62
		TRANSYT-7F	22	9	9	47	7	62	9	47

IV. 결론 및 향후 연구과제

본 논문에 적용된 주기변동기반 시스템은 기존의 고정주기, 고정 현시값을 적용해서는 실제 현장에서 교통상황의 변화에 적응하기 어렵기 때문에 매 주기마다 교통수요에 근거하여 주기길이와 현시길이를 조정하여 교차로 교통신호운명을 최적화하는 것이다. 또한 목적함수 값으로 평균지체도와 평균대기차량을 동시에 적용함으로써 교차로 막힘이나 타 교차로의 신호운영에 악영향을 미치지 않으면서 최적의 신호운영을 가능하게 하는 것이다.

본 모형의 적용결과 비포화상태나 포화상태의 경우 모두 TRANSYT-7F나 PASSER-II보다는 동적으로 신호를 계산하는 본 모형이 대기차량수와 통과차량

수, 지체도에 있어서 더 좋은 결과를 나타내었다. 그리고 이중목적함수를 적용한 결과 두 가지 목적함수 값에서 서로 상쇄(trade-off)가 되며 양자를 모두 고려할 수 있는 현시길이와 주기길이를 찾을 수 있다는 것을 보여주었다.

또한 본 모형은 따로 연동값을 고려하지 않고 각 주기가 종료되는 시점마다 그때의 각 방향의 대기차량길이 및 지체도를 최소화하는 주기 및 현시길이를 산정하였기 때문에 주기 및 읍셋값도 변동하였다. 시공도 분석에서 나타난 바와 같이 본 모형에서는 읍셋값이 고려되지 않았지만 실제 모형내에서 대기차량길이 및 지체도를 최소화할 수 있도록 주기길이 및 현시길이를 계산하면서 읍셋값이 조정된다는 것을 보여 주었다.

비록 비포화상태에서도 본 모형의 경우 정주기식보다는 결과가 좋았지만 완전하게 대기차량을 소거하지 못하였으며 주기 및 현시길이도 전체적으로 교통량에 비해서는 큰 값을 최적으로 산출하였다.

그러나 본 연구결과 향후 다음과제에 대한 추가적인 연구가 필요하며 향후 연구과제에 대한 보완이 이루어진다면 지능형 교통체계로서 실시간 신호최적화에 유용하게 적용될 수 있는 첨단교통신호 모형으로 주기변동기반 및 다중목적 신호최적화모형의 적용 가능성을 보여준 것으로 판단된다.

- ① 현장의 실시간 자료가 핵심이나 연구에서 사용된 자료는 가상의 자료이므로 미시적인 시뮬레이션 및 현장실시를 통한 검증이 필요하다.
- ② 최적신호주기 및 녹색시간을 산출하는데 유전자 알고리즘을 적용하였으나, 실제로 기존의 다른 최적화 알고리즘과의 비교를 통해 더 우수한 전역해를 찾을 수 있다는 검증이 필요하며, 지금의 모형의 경우 프로그램 실행속도가 오래 걸리므로 속도 향상이 필요하다.
- ③ 현재의 모형은 차량군이 생성되면 시간이 지나도 차량군의 형태가 그대로 유지된다고 가정하였는데, 차량군 분산을 고려하여야 하며, 시간에 따라 도착율의 변화를 통해 교통상황에 더욱더 능동적으로 대처할 수 있는지에 대한 검증이 필요하다.
- ④ 신호 모형의 목적함수중의 하나인 통과폭 최대화의 개념을 본 모형에 추가한다면 대기차량길이 최소화, 지체도 최소화, 통과폭 극대화의 다중목적 함수를 동시에 적용할 수 있는 모델로의 확장도

고려해 보아야 할 것이다.

- ⑤ 본 모형에서는 가상의 4개 교차로 축에 대해서만 검토하였으나 네트워크확장을 고려해 볼 필요가 있다.

참고문헌

1. 이영인·최완석·임재승(2001), "지체도 최소화를 위한 주기변동기반 동적신호시간 결정모형 개발", 대한교통학회지, 제19권 제1호(통권53호), 대한교통학회, pp.115~129.
2. 이영인·임재승·윤경섭(2000), "대기차량최소화를 위한 주기변동기반(Cycle-free Based) 동적신호시간 결정모형 개발", 대한교통학회지, 제18권 제2호(통권48호), 대한교통학회, pp.73~89.
3. 김여근 외(1997), 메타휴리스틱, 영지문화사, pp.125~150.
4. U.S. DOT, Federal Highway Administration, Traffic Control Systems Handbook, U.S. NTIS.
5. K. G. Courage and C. J. Wallace(1991), TRANSYT-7F User's Guide, Transportation Research Center, University of Florida, Gainesville, Florida.
6. J. D. C. Little and M. D. Kelson(1980), "Optimal Signal Timing for Arterial Signal System", Federal Highway Administration.
7. N. H. Gartner(1991), S. F. Assmann, F. Lasaga, and D. L. Hou, "A MULTIBAND Approach to Arterial Traffic Signal Optimization", Transportation Research, Vol25B, pp.55~74.
8. E. C. P. Chang and C. Messer(1991), PASSERII-90 Program User's Guide, Texas Transportation Institute, Texas A & M University.
9. K. G. Courage and C. J. Wallace(1990), Arterial Analysis Package(AAP) User's Guide, U.S. DOT Federal Highway Administration, Washington, D. C.
10. R. D. Bretherton(1990), SCOOT Information, Presentation to Traffic Control Delegation in Korea.
11. P. R. Rowrie(1990), SCATS:Sydney Coordinated Adaptive Traffic System, RTA.
12. Sumitomo Electric Industries(1990), Traffic Control System in Japan.
13. 도로교통안전협회(1993), 서울특별시 교통신호 제어시스템 기술개발(3차년도) 제어알고리즘 및 현장실험 분석 평가서, 교통개발연구원.
14. U. S. DOT Federal Highway Administration (1974), Variable Cycle Signal Timing Program, NTIS.
15. TRB(1994), Highway Capacity Manual, special Report 209 3rd Edition.
16. Y-I. Lee, W. Choi, J. Lim(2001), Development of a Cycle-free based, Coordinated Dynamic Signal-timing Model for Minimizing Delays. Journal of the Eastern Asia Society for Transportation Studies(ISSN 1341-8521). Vol.4 No.2(Transportation Models). pp.155~170.

✉ 주 작 성 자 : 이영인

✉ 논문투고일 : 2002. 4. 1

논문심사일 : 2002. 5. 27 (1차)

2002. 10. 4 (2차)

심사판정일 : 2002. 10. 4

✉ 반론접수기간 : 2003. 2. 28