

□ 論 文 □

도시 간선도로 交通流管理를 위한 교통모형의 開發 및 檢證

Development and Test of A Macro Traffic Simulation Model
for Urban Traffic Management

李 仁 遠

(홍익대학교 도시공학과 교수)

목 차

- I. 서론
 - II. 교통류관리를 위한 모형 기법 고찰
 - III. Stochastic Dynamic Incremental(SDI) 모형의 定立과 轉산화
 - IV. 定立된 모형의 檢證
 - V. 결론
-

ABSTRACT

The elasticity of a model is considered most important. Without showing the proper elasticity any model cannot provide useful information for decision making. This paper demonstrates a macro model which can generate dynamic transport informations every 15 minutes. Without the Wardrop principles and the monotonicity assumptions for the link travel time and link volume relationship, the basic elements of this new modeling approach are composed of link density simulation, stochastic incremental route choice, departure time choice, destination choice and mode choice. The elasticity of the proposed model is examined based on elasticity equations and simulation results. Also the transferability from a mega city like Seoul to a big city like Daejeon is demonstrated for the choice model. The issues centering around the dynamic relations among density(k), speed(u), and flow rate(v) are also discussed for the modeling of highly congested situations.

I. 서론

본 연구는 15분 간격으로 가로 교통량과 수단별 O/D량 등을 분석하는 모형을 개발하여 교통류관리 등에 활용해보자는데 목적을 두고 있다. 도시간선 교통시설의 종합적 교통류관리(Metering 등)와 교통수요관리(TDM)를 위하여 기존의 모형을 가지고는 어려움이 많아서 동적 교통모형을 정립하여 검증하여 본 것이다. 일반적으로 미시적(Micro)동태 모형을 국지적 현상을 시뮬레이션하고 있어 실제 적용에 한계를 가지고 있다. 즉 서울시와 같은 대도시를 대상으로 하는 종합적 접근에서는 어려움 많은데 거시적(Macro) 분석을 가지고 발생교통량(Trip Generation) 추정단계부터 배분교통량(Trip Assignment) 추정단계까지 통합적으로 이루어질 수 있도록 통합적 동적 모형화를 시도하여 본 것이다. 그 동안 기존 모형의 동태화를 위하여 많은 연구가 시도되어 왔으나, 극히 일부를 제외하고는 15분 정도의 시간 간격(Time Slice)을 놓고 교통류 시뮬레이션이 시도된 바는 없었다. 일기식 통행자료(Trip Diary)를 통한 활동기반(Activity Base)모형 접근[김순관, 1994]이나, 동적 동태배분(Dynamic Equilibrium Assignment) 모형 개발[위병욱, 1990] 등이 이 분야 연구를 위한 좋은 길잡이가 되어 왔는데, 본 연구에서는 행태중심적 모형 접근을 가지고 통행발생의 출발시간 선택부터 통행경로 선택에 이르기까지의 전 과정을 다항로짓(Multi-nomial Logit; MNL)으로 통합한 후, 교통수요(d)¹⁾와 용량(c), 밀도(k), 그리고 교통류율(Flow Rate)²⁾

의 관계를 대입하여 링크상의 속도(u)와 통과교통량(v)³⁾ 등을 교통류 이론에 맞게 시뮬레이션하여 본 것이다. 다항로짓모형이 지니고 있는 IIA(Independence of Irrelevant Alternatives) 문제나 결합선택(Joint Choice)시 발생하는 내부적 문제 등은 앞으로 극복될 수 있다고 보고, 교통수요로부터 동적 교통류율을 시뮬레이션하여 보았다. 이와같은 모형이 보여주는 탄력성(Elasticity)과 모형의 전이성(Transferability)이 앞으로 검증되어야 할 주요사항인데 우리나라에 필요한 모형 개발의 방향을 제시코져 이들에 관하여 실제자료를 가지고 논의하여 보았다. 본 연구는 가로의 혼잡상태를 수용하면서 도로여건변화 등에 따른 교통수요(d)의 변화와 통과교통량(v)의 변화, 주행속도(u)의 변화 등을 거시적 접근을 가지고 모형화하여 보고 그 한계와 유용성을 검토하여 본 것이다.

II. 교통류 관리를 위한 모형 기법 고찰

Messer 등이 제시한 선형계획(Linear Programming)기법을 통한 램프 미터링(Ramp Metering)을 위한 최적화 모형[Messer, 1969 & 1988]은 기중점교통유량비율(Pickup)을 고정된 것으로 보고 진입 교통량 X_i 또는 $X_i(t)$ 를 최대화시키기 위한 것이다. 이는 진입 교통량(X_i)이 증가하면 진출 교통량(X_j)도 함께 증가하는 것으로 간주하고, 진입량을 최대화하면 교통시설의 서비스율(Service Volume)이 최대가 될 것이라는 가정에 기초하고 있다. 그러나 우리나라처럼 극도로 혼잡한 가로에서는 진입 교통량을

1) 교통수요란 단위시간 내에 특정 링크를 통과하려는 유입대기 차량 수를 말하며, 단위는 pcph이다.
2) 교통류율이란 단위시간(일반적으로 한 시간 보다 짧은 시간)내에 특정 링크를 빠져나온 차량 수, 즉 유출량을 한 시간 교통량으로 환산한 값을 말하며, 단위는 pcph이다.

3) 통과교통량이란 단위시간내에 특정 링크를 흐르고 있는 평균적 차량수를 말하고, 일반적으로 링크상에서의 관찰자료와 일치한다. 단위는 역시 pcph이다.

극대화할 경우 오히려 진출 교통량이 급격히 감소하는 경우가 너무 많으며, 진출 교통량에 관한 교통류 시뮬레이션 분석 없이 진입 교통량만을 선형계획 기법을 가지고 극대화한다면 제약조건을 아무리 세부적으로 설정한다 해도 현실과 동떨어진 결과를 얻게 된다 하겠다. 이에 따라 몇 가지 개선된 방안[Yuan 1971, 김영찬 1990, 박은미 1993]이 제시되었으나, 모두 고정된 O-D(Steady-State)에 유입교통량 극대화를 전제해야 하는 관계상 교통류에 관한 모의 실험결과 없이 모형 도출치를 그대로 실행에 옮기는데는 많은 위험이 내포되어 있다. 이러한 이유 등으로 명절시 우리 나라 고속도로의 램프 미터링은 아직까지 경험적 판단에 의존하여 열고 닫는 (0, 1)식의 접근을 하고 있는 형편이다. 이를 개선하는 방안은 (0, 1)식의 통제변수(Control Variable)를 연속함수화하여 모형화할 수 없다 하더라도, 정수(Integer)로 다양화하여(예를 들어 0, 500, 1000, 1500, 2000 등) 그 중 하나를 시간대별 실정에 따라 선택하는 방안이 있다. 이러한 방안을 묵시적 열거법(Implicit Enumeration)이라 할 수 있는데, 교통류 시뮬레이션을 하면서 탐색기법에 따라 여러 조합 가운데 최선해를 얻어보는 접근이라 할 수 있다. 즉 연속함수식으로 모든 상황을 설정하여 놓고서 최적해를 구하기보다는 통제 방안의 정립과 교통류 시뮬레이션을 이원화하여, 통제 방안의 정립은 묵시적 열거법으로 찾고 방안 시행에 따른 교통상황 변화와 MOE(Measure of Evaluation) 등을 시뮬레이션 모형으로 구하는 반복 설계(Man-Model Iteration Searching)과정이다. 이와같은 접근은 FREQ 등을 이용하면서도 가능한데, 선형계획법 등을 이용하는 최적화 모듈에서 초기해를 얻고 이를 출발점으로 하여 램프별로 진입 교통량을 증감하여 보면서 2차 탐색한다면, 진출 교통량 $X_j(t)$ 를 높이고 링크

의 밀도와 속도도 바람직한 수준에 도달하는 교통류관리 방안을 현실에 가깝게 얻을 수 있을 것이다.

신호등이 있는 간선도로의 교통류 통제도 이와 같은 두 개 모형으로 이원화된 체제를 가지고 묵시적 열거법으로 접근할 수 있다. 일반적으로 단속 교통류관리는 도시고속도로와 같은 연속 교통류의 통제 보다 매우 복잡한 상황과 정교한 통제를 필요로 하고 있다. 그러나 이것도 도시고속도로 통제와의 통합 네트워크 분석을 통하여 종합적으로 관리 통제의 기본방향을 설정한다면, 그리고 세부적인 전술적 통제는 별도로 정한다면 통제 기본방향 설정 만큼은 二元화된 모형을 가지고 접근하는 편이 좋을 듯 싶다. 즉 대안 탐색(Pattern Selection)과 교통류 시뮬레이션을 반복 과정으로 수행하고, 신호통제 전략과 전술을 나누어서 분석하는 것이 모든 것을 한번에 최적화 하려는 것 보다 쉽고 현실적일 것으로 보인다. 따라서 앞으로 대도시 간선 교통류관리를 위한 교통모형 연구는 기존의 전술적 분석기법 연구와 함께 미터링과 같은 전략적 연구, 그리고 교통류 시뮬레이션 모형 연구 등 나누어 수행해야 할 듯 싶다. 이와 같은 多元화된 접근 중 교통류 시뮬레이션 모형이 실시간 제어(Real Time Control)뿐 아니라 교통류관리 전략을 수립하는데 앞으로 더욱 중요한 위치를 점하게 될 것이 분명하다.

위와 같은 인식은 많은 교통전문가들이 공감하고 있다 하겠으며 이에 따라 동적통행배분(Dynamic Traffic Assignment)과 교통류 시뮬레이션(Flow Simulation)에 관한 연구가 우리나라에서도 점점 활성화되고 있다. 앞으로 우리나라에서 미시적 접근이 풍미(Dominate)하게 될지, 아니면 거시적 접근이 풍미할 것인지 전망하기 쉽지 않은데 단 한가지 분명한 사실은 미시적 접근이 교차로 몇 개를 대상으로 분석

할 때 좋으나, 거시적 접근보다 광역 교통류관리에 적용하기 어렵다는 것이다. 따라서 중간적(Meso)인 접근도 가능한지, 가능하다면 출발을 거시적 접근에서 시작해야 하는지, 아니면 반대로 미시적 접근에서 시작해야 하는지가 앞으로 검토되어야 할 중요한 사안이 된다 하겠다. 본 연구에서는 우선 거시적 접근을 고찰하여 보고, 미시적 접근에 관한 상세한 논의는 추후과제로 하였다. 거시적 접근은 미시적 접근과 달리 당장 실행이 가능하다는 강점 때문에, 그리고 이제까지의 교통모형 연구자들이 기존의 방식을 가지고도 접근이 가능하기 때문에 이벤트 중심의 추계적 시뮬레이션(Event Oriented Stochastic Simulation)을 기초로 하는 미시적 접근보다 우리에게 쉽고 친숙하다. 우선 기존의 거시적 접근방법 가운데 대표적인 것 두 가지를 선택하여 비교 고찰해본다.

1. Wardrop 원칙을 이용한 Dynamic Equilibrium 기법

Dynamic Equilibrium을 위한 Wardrop 원칙은 다음과 같이 요약될 수 있다.

기종점을 연결하고 있는 교통 네트워크에 진입한 차량이 선택한 경로는 각 순간마다 최소 교통비용(Minimum Generalized Cost)을 가지며, 이용되지 않는 경로의 교통비용은 각 순간에 있어 이보다 크거나 같다.

이를 수식으로 표현하면 <식 1>과 같다.

$$V_p(t) [> 0, C_p(t) = \dot{C}_{od}(t)] \quad \forall p \in P_{od}, \forall od$$

$$[= 0, C_p(t) \geq \dot{C}_{od}(t)] \quad \dots\dots\dots \langle \text{식 1} \rangle$$

여기서, $V_p(t)$: 경로 p 를 시간 t 에 지나는 순간 교통량

P_{od} : o 에서 d 로의 모든 경로

$C_p(t)$: 시간 t 에 경로 p 를 지나는 차량의 비용

$\dot{C}_{od}(t)$: 시간 t 에 o 에서 d 로의 최소통행비용

이러한 원칙은 복잡한 문제를 단순화시켜서 비선형 계획기법(Non-Linear Programming: NLP)을 가지고 순간마다 교통량을 산출할 수 있도록 한다. 그러나 교통류관리 등을 위한 동적 시뮬레이션 모형으로 이를 그대로 사용하고 자 할 때 몇 가지 문제점이 있다. 즉 도로여건 변화에 따른 통행량, 통과교통시간 등이 실제로 다 좋게 나오고, 도로여건 변화에 따른 교통량 변화 또는 수요 탄력도(Elasticity)에 있어서도 관찰치와 매우 다르다는 것이 문제점이다. 이와 함께 더 큰 현실적 문제는 전산기 용량 제한 등으로 링크수가 매우 많은 종합적 분석에는 전산화가 어렵다는 점이다. 또한 순간마다 기종점 통행량 $T_{od}(t)$ 를 고정하여 다음 <식 2>와 같은 수식체계로 순간마다 합산할 경우 제대로 된 Dynamic인지, Static의 Piecewise인지도 구별기 어렵다.

$$\min_{u, v, x, E} Z = \sum_{k=1}^K \sum_a \int_0^{x_{a0}^{(k)}} g_{1a} [x_a(k), w] dw$$

$$+ \sum_a \int_0^{x_{a0}^{(k)}} g_{2a} [x_a(k), w] dw \quad \langle \text{식 2} \rangle$$

subject to,

$$x_{a,p}^{ij}(k+1) = x_{a,p}^{ij}(k) + u_{a,p}^{ij}(k) - v_{a,p}^{ij}(k)$$

$$\forall a, p, i, j, k = 1, \dots, K$$

$$E^{ij}(k+1) = E^{ij}(k) + \sum_{a \in B(j)} \sum_p v_{ap}^{ij}(k)$$

$$\forall i, j \neq i, k = 1, \dots, K$$

$$\sum_{a \in A(r)} \sum_p u_{ap}^{ij}(k) = f^{ij}(k) \quad \forall i \neq j, k = 1, \dots, K$$

$$\sum_{a \in B(n)} v_{ap}^{ij}(k) - \sum_{a \in A(n)} u_{ap}^{ij}(k) = 0$$

$$\forall n, p, i, j, n \neq i, j, k = 1, \dots, K$$

$$x_{ap}^{ij}(k) = \sum_{b \in p} \{ x_{ap}^{ij} [k + \frac{1}{\tau_a}(k)] - x_{ap}^{ij}(k) \}$$

$$+ \{ E_p^{ij} [k + \frac{1}{\tau_a}(k)] - E_p^{ij}(k) \}$$

$$\forall a \in B(n); n \neq i; p, i, j, k = 1, \dots, K$$

$$x_{ap}^{ij}(k+1) \geq 0, \quad u_{ap}^{ij}(k) \geq 0, \quad v_{ap}^{ij}(k) \geq 0$$

$$\forall a, p, i, j, k = 1, \dots, K$$

$$E_p^{ij}(k+1) \geq 0, \quad \forall p, i, j, k=1, \dots, K$$

$$E_p^{ij}(1) = 0, \quad \forall p, i, j$$

$$x_{op}^{ij}(1) = 1, \quad \forall a, p, i, j$$

여기서,

$x_a(t)$: 시간 t 에 Link a 상의 차량수

x_p^{ij} : 시간 t 에 기점 i 로부터 종점 j 를 향하는 경로 p 상의 Link a 에 대한 1차량수

$u_a(t)$: 시간 t 에 Link a 로 유입되는 유입량

$v_a(t)$: 시간 t 에 Link a 로 유출되는 유출량

$E_p^{ij}(t)$: 기점 i 를 출발하여 경로 p 를 통해서 시간 t 에 종점 j 에 도착하는 누적차량함수

$f^{ij}(t)$: 어떤 시간 t 에 기점 i 로부터 종점 j 를

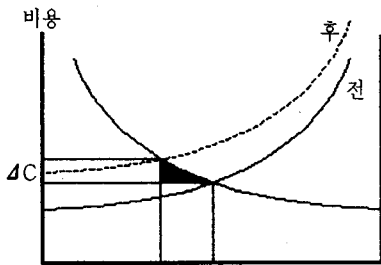
향하는 순간 교통량

$A(n)$: 노드 n 을 시점으로 하는 Link의 집합

$B(n)$: 노드 n 을 끝점으로 하는 Link의 집합

$\tau_a(t)$: Link a 상의 실제 통행시간

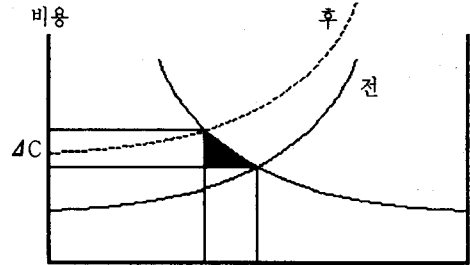
이러한 지적을 알기 쉽게 도면화하여 제시하면 <그림 1> 및 <그림 2>와 같다. <그림 1>은 일반적인 평형모형의 탄력도를 보여주는 것으로, 도로 상황변화에 따른 교통량의 탄력도가 혼잡시에는 낮아지고 비혼잡시에는 크게 됨을 보여준다. <그림 1>의 (A)에서 비혼잡시 균형을 이루지 못한 교통량 Q_A 일 때의 통행비용은 C_A 이



ΔQ 전체교통량 = Q

(A) 비혼잡시

〔 비용변화량 ΔC 대해
교통량변화량 ΔQ 가 크다 〕

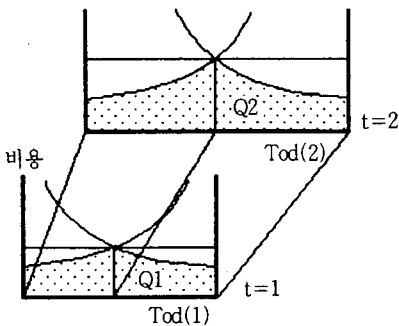


ΔQ 전체교통량 = $Q + a$

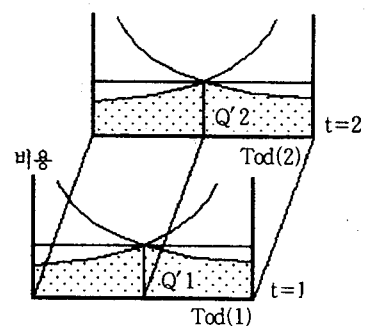
(B) 혼잡시

〔 비용변화량 ΔC 대해
교통량변화량 ΔQ 가 크다 〕

<그림 1> 비혼잡시 및 혼잡시의 탄력도 비교



Case A : $Q1 < Q2$
Tod(t)를 시간대별로
고정한 경우



Case A : $Q'1 = Q'2$
Tod(t)를 시간대별로
고정한 경우

<그림 2> 시간대별 수요의 고정시 및 비교정시 최적화 개념도

며, 균형을 이룬 교통량 Q_A^* 일 때의 비용은 CA^* 이다. (B)에서는 같은 링크에 대한 혼잡시의 교통량과 비용을 나타낸다. 혼잡시의 전체 교통량은 $Q+a$ 로 나타낼 수 있으며, 같은 링크상에서 비혼잡시와 혼잡시의 요금 변화에 따른 교통량 변화는 다음과 같이 비교될 수 있다.

$$\frac{Q_A - Q_A^*}{C_A - C_A^*} > \frac{Q_A - Q_A^*}{C_A - C_A^*}$$

〈그림 2〉는 $T_{od}(t)$ 를 순간마다 고정하고 〈식 2〉의 목적함수를 최소화했을 경우와, 고정하지 않고 최소화하였을 경우를 보여준다. Case A는 시간대별($t=1, t=2$)에 따라 교통량 $T_{od}(t)$ 가 고정되어 있고, Case B는 고정되어 있지 않아 동태적으로 출발 시간대를 선택할 수 있다. 위의 〈식 2〉에서 목적함수는 〈그림 2〉에서의 점선 부분의 면적을 최소화하는 것이므로 Case A보다 Case B가 목적함수를 만족시키는데 유리하다고 할 수 있다. 일반적으로 아침 출근시 도로가 혼잡하면 출발 시간을 변경하고 있는데, 이를 반영하고자 한다면 $T_{od}(t)$ 를 고정하고 최적해를 구하기보다는 어느 정도 융통성을 가지고 $T_{od}(t)$ 를 변경하면서 최적해를 구하는 방안이 강구되어야 Wardrop 원칙에 입각한 동태적 확장이라 하겠다.

2. Stochastic Assignment 기법을 이용한 Incremental 기법

Dial이 제시한 모형을 동적 통행배분(Dynamic Assignment)을 위하여 확장하면 다음과 같다.

$$V_r(t) = \frac{\exp [U_r(t)]}{\sum_r \exp [U_r(t)]} \times T_{OD}(t) \dots\dots \langle \text{식 3} \rangle$$

여기서,

$V_r(t)$: t 시간대에 경로 r 의 교통량

$U_r(t)$: t 시간대에 경로 r 의 효용

$T_{od}(t)$: t 시간대에 기종점 O 와 D 간의 교통수요

이를 $T_{od}(t)$ 가 고정이라는 전제를 풀고 시간 선택을 허용한다면 다음과 같이 표현할 수 있다.

$$V_r(t) = \frac{\exp [U_r(t)]}{\sum_r \sum_t \exp [U_r(t)]} \times T_{OD} \dots\dots \langle \text{식 4} \rangle$$

여기서,

T_{OD} : 기종점 O 와 D 간의 총 교통수요

T : 모든 통행시간대

전술한 〈식 2〉의 Dynamic 모형은 목적함수 자체에 합(Summation)이 하나 늘어난 반면, Dial 모형은 분모에 합이 하나 늘어서 $\sum \exp [U(t)]$ 에서 $\sum \sum \exp [U_r(t)]$ 가 된 점이 흥미롭다. Wardrop 원칙에 따라서 비선형계획(NLP)모형의 목적함수에 합을 추가하느냐, 아니면 노선선택확률 접근에 따라서 다항로짓(MNL)모형의 분모에 합을 늘려서 확장하느냐의 의미는 매우 다르다 하겠다. 노선선택확률을 중요시한 Dial 모형의 경우는 시간과 경로의 동시 선택이 되고, NLP 목적함수식의 경우에는 시간 경로가 행태하고는 멀어진 강제적 배정이 된다. 따라서 앞서 설명한 Wardrop의 접근방법에 대하여 좀 더 정밀하게 모형의 탄력도, 이전 가능성 여부 등이 검증되기 바라며, 본 연구는 보다 현실적이라고 보이는 Stochastic Dynamic 접근을 선택하여 모형을 개발하고 검증을 시행하여 보기로 하였다.

Ⅲ. Stochastic Dynamic Incremental(SDI) 모형의 정립과 전산화

1. 모형구조

본 연구에서 동태적 교통분석을 위하여 채택한 모형은 다음과 같은 동시적 선택(Joint Choice) 확률식을 가지고 있다.

$$P(i, j, k, r, t) = \frac{\exp [\alpha \ln t_{ijkrt} + \beta \ln c_{ijkrt} + b_i + \delta_k]}{\sum_j \sum_k \sum_r \sum_t \exp [\alpha \ln t_{ijkrt} + \beta \ln c_{ijkrt} + b_i + \delta_k]} \dots\dots \langle \text{식 5} \rangle$$

여기서,

$P(i, j, k, r, t)$ = 존 i 에서 존 j 로 t 시간대에 k 수단을 이용해 경로 r 로 통행할 확률

t_{ijkrt} = 존 i 에서 존 j 로 t 시간대에 k 수단을 이용해 경로 r 로 통행하는데 소요되는 통행 시간

c_{ijkrt} = 존 i 에서 존 j 로 t 시간대에 k 수단을 이용해 경로 r 로 통행하는데 소요되는 통행 비용

α, β = 매개 상수 (parameter)

b_i, δ_k = 출발시간과 교통수단의 더미 변수 (dummy variable)

$$V(i, j, k, r, t) = ESO(j) \times P(i, j, k, r, t) = ESO(j) \times \frac{\exp [\alpha \ln t_{ijkrt} + \beta \ln c_{ijkrt} + b_i + \delta_k]}{\sum_j \sum_k \sum_r \sum_t \exp [\alpha \ln t_{ijkrt} + \beta \ln c_{ijkrt} + b_i + \delta_k]} \dots\dots \langle \text{식 6} \rangle$$

여기서,

$V(i, j, k, r, t)$ = 출발 존 i 에서 도착 존 j 를 t 시간대에 k 수단으로 경로 r 를 선택하여 통행하는 통행량

$ESO(j)$ = 도착 존 j 의 교통량 흡인력
출근 통행의 경우는 존 j 의 고

용자수

통학 통행의 경우는 존 j 의 학생수

기타 통행의 경우는 존 j 의 인구, 고용자 및 상면적 등을 고려하여 결정된 값

이러한 접근은 통행출발시간 선택, 통행경로 선택과 함께 수단 및 목적지까지도 동시적으로 선택(Joint Choice)하도록 함으로써 ΠA 문제가 있고 선택형태의 계층적 구조가 현실과 달라지는 문제가 있다. 일반적으로 경로나 출발시간을 선택할 때의 수요탄력도가 수단이나 목적지 선택시의 탄력도와 차이가 있음은 주지의 사실이고, 이에 따라 동시적 접근보다는 단계적(Sequential) 접근이 선호되고 있는데, 본 연구에서는 일반화된 비용공식(Generalized Cost Function)을 만들어서 각 단계별로 모형에 따라 다르게 하기보다는 한번에 직접적으로 계산된 통행시간(t_{ijkrt})과 통행비용(c_{ijkrt})을 있는 그대로 사용하기 위하여 간편하게 <식 6>의 접근을 선택하였다. 이러한 간편한 방식은 수요 탄력도의 차이에서 오는 오차보다 통행비용을 4 시간 평균으로 일반화하여 적용할 때 발생하는 오차를 클 것이라는 전제 하에서 채택된 것인데 추후 이 문제도 검증되기 바란다.

이론적으로 볼 때 본 연구에서 선택한 모형에서 도출되는 결과는 단기적으로 관찰될 수 있는 탄력도보다 낮을 수 있다. 그러나 모형의 정산(Calibration)과정에서 얻어지는 계수(Parameter) 값이 과거 통계자료(1990년)를 사용하였기 때문에 장래전망시 조금 크게 나오는 경향이 있으므로 오차가 증폭되기보다는 상쇄되는 관계가 있다고 보고서 현실적 판단에 입각하여 본 연구에서 제시한 것과 같은 모형식을 선택한 것이다. 본 모형의 정산은 최우추정

법에 따라 우도함수(Likelihood Function)를 Fletcher-Reeves 방법으로 극대화하는 방안을 사용하였으며 이에 관한 연구결과는 기 발표된 논문이 많은바, 이를 참고하여 주기 바란다[이인원, 1982 & 1993].

이와 같은 동시적 선택 모형은 매우 단순한 공식을 가지게 되는데, 이를 제시하면 다음의 <식 7>과 같다. <식 7>의 수요탄력도는 <식 6>을 편미분하여 얻은 값으로, 모형의 검증에 사용되는 지표가 된다.

$$E = \alpha (1.0 - MS) \dots\dots\dots \langle \text{식 7} \rangle$$

여기서, E : 수요탄력도

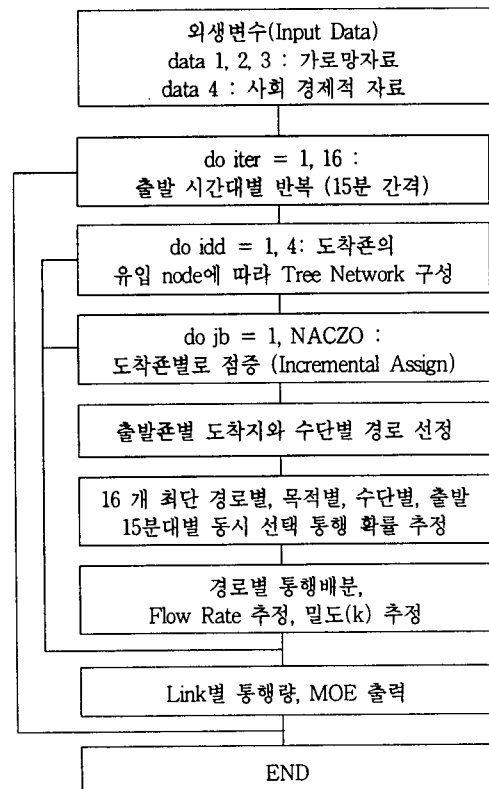
α : 시간

MS : 교통수단의 시장점유율(Market Share)

이상과 같은 개념을 적용한 본 모형의 시뮬레이션 과정을 보면 다음의 <그림 5>와 같다. 즉 모형의 입력자료로서 존재 인구수, 고용자수, 학생수 등의 존재 외생지표와 링크의 연결상태, 용량, 회전방향 등을 상세하게 표현한 가로망 자료를 사용하여, 출발시간대별로 모든 출발존 및 모든 도착존 사이에 통행목적별, 수단별 경로를 선정하고, 동시에 통행 확률을 구하여 경로별 통행배분을 한 후, 통행 배분 결과에 따라 시간대별 링크별 통과교통량 및 속도와 밀도를 얻게 된다. 이러한 점증적 방식은 Dial과 같은 경로선택 모형(Route Choice Model)을 좀 더 현실적으로 사용할 수 있게 한다 하겠다.

이처럼 세분하여 점증할 경우 각 시간에서의 경로상 차량배분 점증치는 평균 2 대 이하가 되었음이 본연구에서 관찰되었다. 이와같은 현실화와 함께 교통네트워크의 특징도 현실에 가깝게 되도록 하였다. 즉 링크의 용량 산정을 위하

여 가로의 기능을 변수화하고(MS) 고속도로, 구간선도로, 보조 구간선도로, 집분산도로, 국지도로의 구분에 따라 신호등, 회전방향, 좌회전 금지, 링크의 폐쇄 등도 상세하게 설정하여 링크의 기능과 운영형태에 따라 포화 교통류율(Saturation Flow Rate)이 구해지도록 전산화 하였다. <表 1>은 가로형태를 16 가지로 구분하고 이들을 모두 가로기능변수(MS)화하면 MS의 내용에 포화교통류율 뿐만 아니라 최대속도(Max Speed), 속도(MS-Speed), 지체(MS-Delay)도 포함시킬 수 있도록 入力자료를 만든것을 보여준다. 이와 같은 가로기능변수를 가지고 모형 내부에서 링크별 용량을 산정하고, 산정된 용량에 신호주기를 고려한 G/C(Green time/ Cycle length)비를 대입하여 MS를 가지고 현실에 가깝도록 하였다. 특히



<그림 5> 본 모형의 시뮬레이션 수행 과정

본 연구에서는 MS별로 "도로용량편람(건설부, 1992)"자료에서 제시된 각 도로기능별로 회전방향별 영향인자를 고려하여 포화 교통류율을 고려하였는데, 이들에 관한 입력자료의 형태는 <표 2> 및 <표 3>와 같다.

<표 1> 가로의 기능별 분류

가로의 기능 분류	신 호 등	회 전 방 향
① 고속도로	없 음	-
② 고속도로	있 음	-
③ 주간선도로	있 음	직 진
④ 주간선도로	있 음	우회전
⑤ 주간선도로	있 음	좌회전
⑥ 폐쇄 Link	있 음	-
⑦ 보조간선도로	있 음	직 진
⑧ 보조간선도로	있 음	우회전
⑨ 보조간선도로	있 음	좌회전
⑩ 집분산도로	있 음	직 진
⑪ 집분산도로	있 음	우회전
⑫ 집분산도로	있 음	좌회전
⑬ 국지도로	있 음	직 진
⑭ 국지도로	있 음	우회전
⑮ 국지도로	있 음	좌회전
⑯ 좌회전 금지시 직진 용량 증가 차선		좌회전 금지

<표 2> 존과의 연결 링크 입력자료 형태

존 번호	노드 번호	거 리

<표 3> 링크의 입력자료 형태

출발 노드	도착 노드	링크의 거 리	차선수	가로기능 분류	녹색시간/ 신호주기

위와 같은 현실적 고려에 따라 본 연구에서는 링크의 용량산정 공식을 다음 공식으로 계산하였으며, MS로 개선하기 전과 후를 비교하면 <표 4> 및 <표 5>와 같다.

$$CAP(i) = LANE(i) \times MS(i) \times G/C(i)$$

여기서,

$CAP(i)$: i Link의 교통 용량

$LANE(i)$: i Link의 차선수

$MS(i)$: i Link의 가로 기능별 포화 교통류율

$G/C(i)$: 교차로 회전방향별 녹색시간/주기비(G/C)

<표 4> MS별 변경 전후 비교

변경전

MS	용 량	최대속도	지 체	속 도
1	1837.5	80.0	0.0000	60.0
2	1575.0	70.0	-0.2031	60.0
3	587.5	60.0	-0.0504	45.0
4	440.6	60.0	0.0169	45.0
5	352.5	60.0	0.1978	45.0
6	1.0	1.0	0.0000	1.0
7	525.0	45.0	-0.0504	30.0
8	412.5	45.0	0.0430	30.0
9	337.5	45.0	0.1978	30.0
10	487.5	30.0	-0.0504	20.0
11	373.0	30.0	0.0430	20.0
12	300.0	30.0	0.1978	20.0
13	450.0	20.0	-0.0504	20.0
14	337.5	20.0	0.0430	20.0
15	262.5	20.0	0.1978	20.0
16	825.0	80.0	-0.0504	20.0

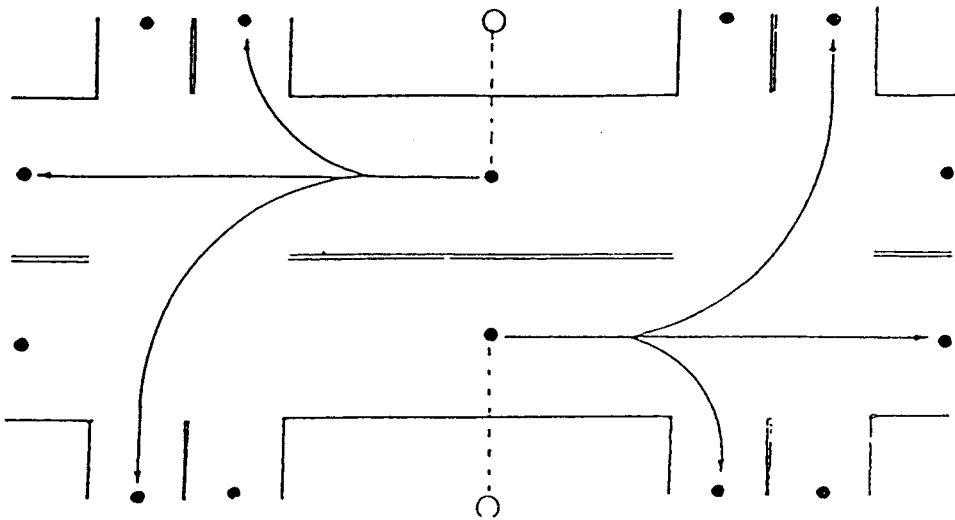
변경후

MS	용 량	최대속도	지 체	속 도
1	2068.0	80.0	0.0000	60.0
2	2068.0	70.0	-0.2031	60.0
3	1936.0	60.0	-0.0504	45.0
4	968.0	60.0	0.1978	45.0
5	1936.0	60.0	0.0169	45.0
6	1.0	1.0	0.0000	1.0
7	1703.0	45.0	-0.0504	30.0
8	851.5	45.0	0.1978	30.0
9	1703.0	45.0	0.0430	30.0
10	1544.8	30.0	-0.0504	20.0
11	772.4	30.0	0.1978	20.0
12	1544.8	30.0	0.0430	20.0
13	1187.2	20.0	-0.0504	20.0
14	593.6	20.0	0.1978	20.0
15	1187.2	20.0	0.0430	20.0
16	1575.0	80.0	-0.0504	20.0

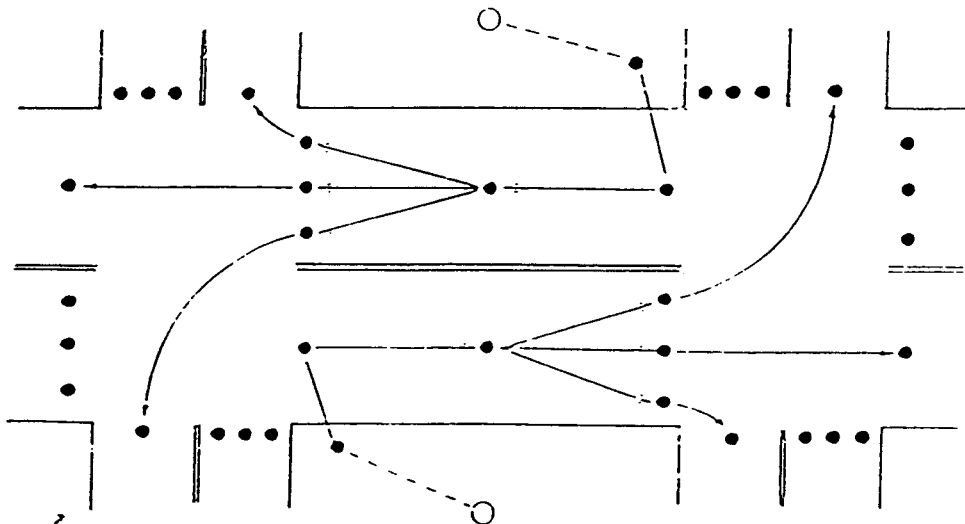
본 연구에서는 교통류 시뮬레이션을 위해 보다 정밀한 교통류 현상을 분석할 수 있도록 노드입력체계도 세부적으로 개선하였는데, <그림 3>과 같은 일반적인 노드입력체계를 <그림 4>와 같이 하여서 회전방향별로 용량, 통과교통량, 밀도 등이 구해지도록 하였다.

<그림 4>와 같은 노드입력체계를 적용할 경

우 회전방향별 밀도를 통하여 같은 링크 내에서 회전방향별로 다른 통행시간을 도출할 수 있다는 점이 개선된 노드체계의 장점이라 할 수 있으며, 도로망 체계 및 교통류 처리방식 뿐만 아니라 현실에서의 교통상황을 보다 정밀하게 시뮬레이션 할 경우에 필요한 개선방향이라고 본다.



<그림 3> 일반적인 Node 체계



<그림 4> 개선된 Node 체계

한편, 출발지에서 목적지를 연결하는 경로를 설정하는 문제는 다음과 같은 절차에 따라 선택경로를 형식화하였다.

- STEP 1 : 출발 존 i를 선택한다.
- STEP 2 : 출발 존 i에서 나갈 수 있는 Node 4 개를 선정한다.
- STEP 3 : 출발 존 i에서 나갈 수 있는 4개의 Node 각각에 대해 도착 존 j로 들어가는 4개의 Node를 연결하는 16 개의 경로를 결정한다. 결정된 경로에 대해 출발 존 i에서 도착 가능한 모든 존 j에 대한 경로별 통행 시간을 구한다.
- STEP 4 : STEP 3에서 결정된 16 개의 경로에 대한 통행 시간을 이용하여 목적별, 수단별, 경로별, 출발 시간대별로 O/D를 구한다.
- STEP 5 : STEP 3에서 결정된 16 개의 경로에 대해 STEP 4에서 구한 수요를 도착 존에서 부터 각 경로로의 연결 Node를 기억하고 있는 IPATHS를 이용하여 Backward로 배분한다.
- STEP 6 : 각 존에 배분된 수요를 바탕으로 통행 시간과 비용을 다시 계산하고, 그에 따른 모든 존에 대해 각 16개의 경로를 결정하는 STEP 3 부터 반복하여 시행한다.
- STEP 7 : 한 출발 존에 대한 통행 배분 단계인 STEP 6까지 수행되었으면, 대상지의 모든 존을 출발 존으로 하여 STEP 1부터 STEP 6까지 반복 수행한다.

이상의 형식화된 경로에 따라 주어진 교통망

에 존간의 교통량을 부하시키는 것은 하나의 자기발전적 접근방법(Heuristic Rules)의 하나라 할 수 있는데, 전술한 Dial식의 경로선택(Route Choice)모형을 사용하여 상기 <식 6>에서 산출된 교통량을 누적시키기 위하여 사용되었다. 매 도착존 j 에 대한 경로 r 과 통과 시간대 t, 출발존 i 수 만큼 반복 과정을 수행하면서 V_{ijk} 양을 배분하고 각 링크별 밀도 k와 속도 및 통행 시간을 추정 한 후, 다시 경로를 찾아 점진적으로 O/D를 배분하는 방식은 존간(Zone Pair)에 최소한 256 회 이상의 반복 작업을 거쳐 이루어지도록 하였다. 이와 같이 할 경우 점증량(Incremental Volume)은 평균적으로 거의 차량 1~2 대가 된다.

이상에서 제시한 노선배분 방식은 전산기의 발전에 따라 서울과 같은 거대도시의 전체 가로망을 가지고도 동적 교통류 시뮬레이션(Dynamic Flow Simulation)이 가능하다. 즉 15분 단위의 교통류율을 추정하기 위해서 출발시간 선택을 15분 단위로 설정하여 15분 단위의 O/D가 출발시간 선택의 결과에 따라 도착되도록 하는 것도 용이하며, 이를 토대로 15분대 별로 네트워크의 교통상황이 점진적 노선배분과정을 통해 시뮬레이션 되도록 할 수 있다. 특히 교통류율의 분석을 위하여 주어진 시간대 교통량(Inflow(i))이 그 시간대 링크의 용량(Cap(i))을 넘게 유출(Outflow(i))될 수 없도록 하고, 유출되지 못한 교통량은 다음 시간대에 유출되도록 할 수 있는데, 이에 관한 구체적인 과정을 설명하면 다음과 같다.

$$EFA(ITER, I) = inflow(I) + stock\ flow$$

여기서,

$EFA(ITER, I)$: ITER 시간대 Link I의 총 교통량(PCU)

$inflow(I)$: Link I의 유입 교통량

stock flow : 분석 시간대에 이미 존재하는
교통량 일 때,

$$EFA(ITER, I) \leq capacity(I) \text{ 이면,}$$

$$capacity(I) = outflow(I) \quad \dots\dots \langle \text{식 7} \rangle$$

여기서,
outflow(I) : Link I의 유출 교통량, 다음
Link(I + 1)의 inflow(I + 1)이 됨.

$$EFA(ITER, I) > c\ capacity(I) \text{ 이면,}$$

$$capacity(I) = outflow(I), \quad \dots\dots \langle \text{식 8} \rangle$$

(ITER, I) - c capacity(I) = 다음 시간대(TER, I)
의 stock flow

교통류 시뮬레이션 과정은 위의 <식 7>과 <식
8>에 따라 다음과 같이 분리된 절차를 밟았다.

첫째 : $EFA(ITER, I) \leq Capacity$ 인 경우

점진적인 통행 배분과정에서 ITER 시간대의
i 교통량은 주어진 경로에 대해 그 시간대의 네
트워크에서 노선배분이 수행되면서, 수행 과정
상 경로의 각 링크별 통행시간을 인지하고, 배
분된 결과 링크의 통행시간이 15분 이상일 경우
시간대를 변경한 후, 링크(ITER+1, i)에서 나머
지 경로에 시간을 다시 계산하면서 이동한다.

둘째 : $EFA(ITER, I) > Capacity$ 인 경우

ITER 시간대별 네트워크에서 링크 i 의
EFA가 용량보다 클 경우, 링크 i에서 유입된
통행배분량은 ITER 시간대에 링크 i을 통과하
여 유출할 수 없으며, ITER+1 시간대의 링크 i
에서의 유입교통량으로 인식되어, EFA와 용량
과의 관계를 비교한 후 용량보다 작을 경우
(ITER, i)의 유출교통량이 되며, 경로의 계속적
인 배분은 첫째 방법과 동일하다.

위 두가지 방법론은 개별적으로 수행되는 것
이 아니고 혼합적용이 되도록 전산화되어 있으
며, <그림 6>과 같이 시간대별 네트워크를 교통
류 시뮬레이션 과정을 통하여 다음 시간대로 이
동하여 연속배분되어지는 과정을 반복하면서 시
간대별 개별 링크의 유입교통량과 유출교통량,
그리고 누적교통량(EFA)를 구하도록 하였다.

통행자의 통행행태를 얼마나 적절히 반영할
수 있는가는 통행행태를 반영하는 모형의 알고
리즘보다는 모형의 주요변수로서 현실 반영을
위한 기초자료의 제공 및 변화에 대한 탄력적
인 추정자료의 제시가 중요하다. 통행을 위한
모든 선택행위(시간대, 목적지, 수단, 경로)는
통행시간과의 일정한 함수 관계가 있다는 것은
주지의 사실이며, 이러한 통행시간의 추정 방법
으로는 용량제약 함수인 BPR(Bureau of Public
Road)식이 가장 널리 사용되고 있는 실정이다.

BPR식은 링크상의 통행량과 용량과의 관계
로부터 차량 지체를 산출하는 함수식으로 주로
연속류의 통행시간 추정을 위하여 사용되어 왔
으며, 도시부의 단속류 통행시간 추정을 위하여
 α, β 매개 변수의 값을 변경하거나 T_0 값을 가변
변수로 하며 각 상황에 따라 수정 보완하며 사
용하고 있는 실정이다. 수요 예측 모형에 있어
BPR 용량제약 함수식은 매개변수로 다소 변경
하여 통행시간의 추정에 다소 탄력적으로 추정
은 가능하나, 수식내부의 V/C에서 V값으로 통
행 수요값을 사용할 경우 현실적인 교통류율과
관련된 교통수요관리(TDM) 및 교통류관리
(TM)교통정책에는 적용하기 어려운 단점을 가
지고 있다.

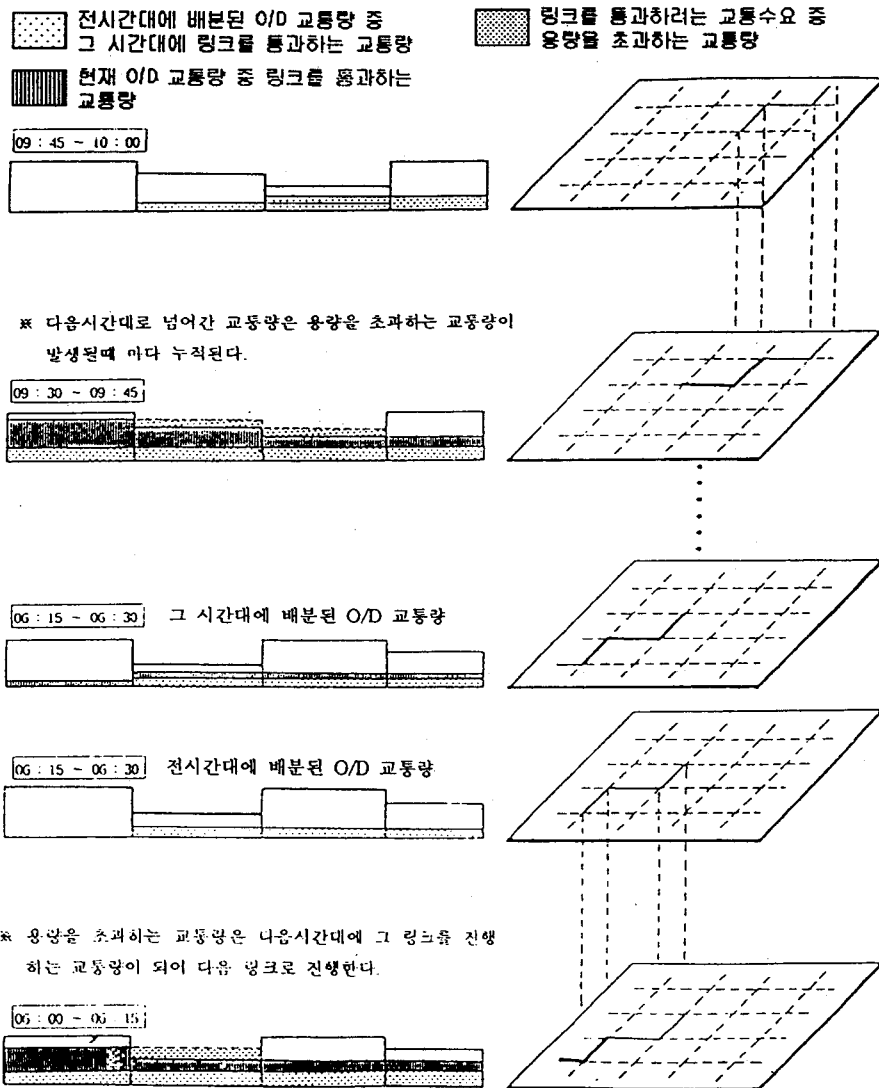
이에 본 연구에서는 용량제약 함수식의 문제
를 극복하기 위하여 링크의 통행특성을 가장
잘 나타낼 수 있는 밀도(k)값을 도출하며 통행
시간을 추정할 수 있는 방법을 연구하였으며,
각 링크별 밀도(k) 및 속도(v)는 교통류율 분석

결과를 중심으로 추정하였다.

$$\text{밀도}(k) = \frac{\text{EFA}(\text{ITER}, I) - \text{outflow}}{\text{거리} \times \text{차선수}} (A) + \frac{\text{outflow}(I)}{\text{speed}(I)} (B)$$

밀도 추정공식에서 B 부분은 임계밀도 이하인 경우 추정 방법이고 A 부분은 임계밀도 이상의 과포화상태의 밀도로서, 임계밀도 이하인

경우 B 부분만 계산하고, 임계밀도 이상인 경우는 A 부분과 B 부분을 합산하여 링크(i)의 밀도를 추정할 수 있다. 이와 같은 새로운 접근은 Monotonicity를 전제하지 않고서도 교통류를 추정할 수 있는 방식으로, 혼잡시 교통량이 늘고 교통시간이 줄어드는 현상을 표현하는데 적절한 것으로 판단된다.



<그림 6> Flow Simulation 개념도

이상과 같은 과정에 의해 도출된 모형의 15분 시뮬레이션 결과는 다음의 <표 5>와 같다. 여기서 FROM과 TO는 각각 출발노드와 도착노드의 번호를 의미하며, CAP은 용량을, DM은 교통수요, IFRTD와 OFRT는 진입교통량

(Inflow)과 진출교통량(Outflow)을 나타낸다. 한편 QUE는 대기행렬(차량대수)을, SPD는 속도, K는 밀도를 나타내며, OVOL은 관측교통량을 의미한다.

<표 5> 본 모형의 15분 시뮬레이션 결과 예

FROM	TO	CAP	DM	IFRT	OFRT	QUE	SPD	K	OVOL
464	99	735.	2258.	1888.	735.	1153.	4.	250.0	1
465	462	871.	897.	571.	571.	0.	56.	10.1	0
465	464	145.	988.	758.	145.	613.	13.	250.0	0
466	63	770.	1205.	749.	749.	0.	55.	13.5	1
467	472	193.	618.	557.	193.	364.	4.	250.0	0
467	474	116.	605.	529.	116.	413.	4.	250.0	0
467	470	193.	596.	486.	193.	293.	4.	250.0	0
468	463	0.	0.	0.	0.	0.	1.	0.0	1
469	474	463.	165.	114.	114.	0.	29.	3.9	0
469	472	154.	82.	41.	41.	0.	30.	1.4	0
470	102	271.	1008.	866.	271.	595.	4.	250.0	1
471	468	0.	0.	0.	0.	0.	1.	0.1	0
471	470	0.	4.	1.	0.	0.	1.	24.3	0
471	474	0.	3.	1.	0.	0.	1.	23.9	0
472	113	463.	1088.	945.	463.	482.	4.	250.0	1
473	470	77.	408.	294.	77.	217.	4.	250.0	0
473	472	116.	389.	318.	116.	202.	4.	250.0	0
474	97	580.	773.	675.	580.	95.	4.	250.0	1
475	480	154.	83.	60.	60.	0.	29.	2.0	0
475	482	77.	346.	283.	77.	205.	4.	250.0	0
475	478	232.	275.	212.	212.	0.	28.	7.5	0
476	471	0.	0.	0.	0.	0.	1.	0.0	1
477	482	575.	220.	92.	92.	0.	44.	2.1	0
477	480	192.	382.	329.	192.	137.	7.	250.0	0
478	116	615.	2235.	1770.	615.	1155.	7.	250.0	1
479	476	0.	0.	0.	0.	0.	1.	0.0	0
479	478	0.	4.	1.	0.	0.	1.	21.3	0
479	482	0.	1.	0.	0.	0.	1.	5.9	0
480	149	474.	1148.	994.	474.	520.	4.	250.0	1
481	478	383.	1956.	1490.	383.	1107.	7.	250.0	0
481	480	128.	683.	554.	128.	426.	7.	250.0	0
482	111	652.	566.	375.	375.	0.	42.	8.9	1
483	488	116.	573.	515.	116.	399.	4.	250.0	0
483	486	463.	88.	74.	74.	0.	29.	2.5	0
484	150	0.	0.	0.	0.	0.	1.	0.0	1
485	488	695.	245.	139.	139.	0.	29.	4.8	1
486	152	1159.	669.	640.	640.	0.	24.	26.7	1
487	486	695.	581.	566.	566.	0.	25.	22.9	1
488	147	1159.	818.	653.	653.	0.	24.	27.4	1
489	249	2277.	918.	665.	665.	0.	77.	8.7	1
490	495	766.	642.	532.	532.	0.	41.	13.0	1
491	18	1277.	674.	448.	448.	0.	42.	10.8	1
492	491	232.	74.	51.	51.	0.	30.	1.7	0
492	495	463.	83.	61.	61.	0.	29.	2.1	0

IV. 정립된 모형의 검증

통상 모형이 갖추어야 할 구비조건으로는 탄력도(Elasticity), 지역전이성(Transferability), 예측성(predictability), 복제성(Replicability), 융통성(Flexibility) 등을 들 수 있는데, 본 연구에서는 이 가운데 Elasticity를 모형이 갖추어야 할 가장 중요한 요소로 보고 서울시를 대상으로 모형을 검증하여 보았으며(1차 검증), 서울에 적용한 모형을 대전에 이전 사용해 보고 복제능력을 통하여 지역전이성을 검증하여(2차 검증) 보았다.

1. 제 1차 검증

서울에서 성수대교 중간이 붕괴되는 사고가 작년(94년 10월 21일) 발생하였다. 이 처리 결과에 대한 내용이 TV나 신문지상을 통해 보도되고 커다란 사회적 이슈가 되었다. 교통을 전공하는 우리는 성수대교가 붕괴된 후 평상시 늘 통행하던 차량이 지금은 어떤 교량을 통하

여 통행하고 있을까, 그리고 어느 도로, 교량, 지역에 얼마만큼의 교통량이 전이되어 성수대교가 붕괴되기 전 보다 교통시간은 얼마나 영향을 받았는지에 관심이 많다. 이러한 교통상 위기상황은 교통모형 연구에 매우 귀중한 환경을 제공하고 있는데, 본 연구는 이를 대상으로 하여 기존 링크에 부하되는 교통량 변화 예측 뿐만 아니라, 서울시 전체에 적용시켜 여러 가지 수요변화를 검증하여 보았다.

서울시의 가로망을 간선도로 이상으로 한정하여 존을 251 개, 노드를 1,384 개, 링크를 4,185 개로 구성하였으며, 매 15 분 단위로 오전 6 시부터 10 시까지의 교통량이 시뮬레이션 되도록 하였다. 이러한 존·노드체계를 이용하여 성수대교 붕괴 전후의 통행량 증감변화를 시뮬레이션 하여 보고, 교통수요의 변화 및 교통 수단간 변화, 그리고 교통류유 변화에 대해 서울특별시 지방경찰청에서 작성한 94년도 상반기 교통량 조사자료와 서울시정개발연구원에서 사용한 EMME/2 모형의 변화율을 가지고 비교하였다.

<표 6> 성수대교 붕괴전후 교통수요 및 수단분담 변화

구 분		성수대교 붕괴 전	성수대교 붕괴 후	증 감		
교통수요 (통행)	오전 4시간	7,429,346	7,435,446	+6100(0.08%)		
	첨두	3,361,767	3,371,704	+9937(0.29%)		
교통수단 분담 (통행)	버 스	4시간	2,848,267	2,850,067	+1800(0.06%)	
		첨두	1,302,867	1,307,846	+4779(0.4%)	
	택 시	4시간	474,850	474,669	-181(-0.05%)	
		첨두	182,714	183,329	+615(0.3)	
	자가용	4시간	1,103,525	1,102,946	-579(-0.05%)	
	승용차	첨두	4시간	419,828	421,250	+1422(0.33%)
			4시간	2,364,677	2,369,023	+4346(0.18%)
		첨두	1,122,570	1,124,978	+2408(0.21%)	
기타	4시간	638,028	638,743	+715(0.11%)		
	첨두	333,787	334,303	+516(0.16%)		

주) 4시간 (06-10), 첨두(08-09)

1) 교통수요의 탄력성

본 모형에서 예측된 오전 4 시간 교통수요는 다음 표에서와 같이 성수대교 붕괴 전 7,429,346 통행에서, 붕괴 후는 7,435,446 통행으로 오히려 6,100 통행이 증가되었으며, 이것을 교통수단별로 보면 개인교통수단으로 볼 수 있는 자가용 승용차는 579 통행, 택시는 181 통행이 감소한 반면, 대중교통수단인 버스는 1,800 통행, 지하철은 4,346 통행, 기타는 715 통행이 증가된 것으로 나타났다.

또한 오전 첨두시 (08-09) 교통수요는 성수대교 붕괴 전 3,361,767 통행에서 3,371,704 통행으로 9,937 통행이 대폭 증가된 것으로 나타났다. 이것을 수단별로 보면 오전 4 시간과는 달리 모든 교통수단의 이용률이 증대된 것으로 나타났는데, 그 이유는 평상시 성수대교 주변을 이용하는 통행자가 09-10시에 출발하던 것을 붕괴 후는 교통시간의 증가로 인하여 출발시간을 7시 - 9시 사이로 1 시간 정도 앞당겼음을 표에서 볼 수 있다.

〈표 7〉 성수대교 붕괴전후 시간대별, 수단별 변화

(단위 : 통행)

수단 \ 시간		6 - 7	7 - 8	8 - 9	9 - 10	TOT
버스	전	142,508	1,054,034	1,302,867	348,858	2,848,267
	후	142,381	1,054,539	1,307,846	345,302	2,850,067
	증감	+127(-0.08)	+505(+0.05)	+4,979(+0.4)	-3,556(-1.0)	+1,800(+0.06)
택시	전	29,937	204,679	182,714	59,520	474,850
	후	27,900	204,610	183,329	58,830	474,669
	증감	-37(-0.1)	-69(-0.03)	+615(+0.3)	-690(-1.1)	-181(-0.06)
자가용 승용차	전	66,696	487,839	419,828	129,162	1,103,525
	후	66,591	487,514	421,250	127,591	1,102,946
	증감	-105(-0.16)	-325(-0.06)	+1,422(+0.33)	-1,571(-1.2)	-579(-0.05)
지하철	전	152,928	727,551	1,122,570	361,628	2,364,677
	후	153,177	728,833	1,124,978	362,035	2,369,023
	증감	+249(+0.16)	+1,282(+0.18)	+2,408(+0.21)	+407(+0.11)	+4,346(+0.18)
기 타	전	22,406	168,098	333,787	113,737	638,028
	후	22,426	168,227	334,303	113,787	638,743
	증감	+20(+0.08)	+129(+0.07)	+516(+0.16)	+50(+0.04)	+715(+0.11)
계	전	412,475	2,642,201	3,361,767	1,012,903	7,429,346
	후	412,474	2,643,724	3,371,704	1,007,544	7,435,446
	증감	-1(-0.001)	+1,523(+0.06)	+9,937(+0.29)	-5,359(-0.5)	+6,100(+0.08)

2) 모형의 공간적, 시간적 탄력성

본 모형의 공간적, 시간적인 탄력성 검증은 성수대교 붕괴전후 인접교량에 대한 교통류율(본 모형 예측치)과 경찰청 검지기에 의해서 수집된 4 시간 자료를 가지고 수행하였다. 공간적인 측면에서의 4 개 교량별 교통류율은 아래 표에서와 같이 본 모형에서는 평균 2 % 감소되었으나, 경찰청 자료는 6.6 % 낮게 나타났다. 이것을 교량별로 분석해 보면, 본 모형치에서 한남대교와 동호대교는 교통수요의 증가로 교통혼잡이 발생하여 각각 -10.6 %, -10.5 %가 감소한 반면, 영동대교는 전후와 유사하고, 잠실대교는 7.1 %가 증가된 것으로 분석되었다. 그러나 경찰청 자료는 동호대교가 7.9 % 증가한 반면, 나머지 3 개 교량은 감소한 것으로 나타나 본

모형이 어느 정도 현상을 유사하게 설명하고 있음을 알 수 있다.

시간적인 측면에서는 전체 교량 모두가 오전 06-08시 동안에는 교통시간의 증가로 통행시간이 앞당겨진 결과 본 모형치는 18 % ~ 19 % 증가되고, 경찰청 자료는 34 % ~ 113 % 증가된 것으로 나타났다. 오전 08-10시 동안 본 모형치는 24.9 % 감소하였고, 경찰청 자료는 8.5 % ~ 9.3 % 감소한 결과가 도출되어 본 모형은 공간적으로나 시간적으로나 탄력성이 있는 것으로 판단된다.

이상과 같은 판단이 객관화 되도록 통계적으로 분석하여야 하나 성수대교 붕괴 전후 관측 자료의 표본수가 부족하여 검증하지 못하였음을 밝혀 둔다.

<표 8> 교량별 본 모형 도출치와 관측 교통량과의 비교

구	분	모형의 교통수요			모형의 Flow Rate			서울지방경찰청		
		남→북	북→남	계	남→북	북→남	계	남→북	북→남	계
한남대교	사고 전	501	5,815	6,316	177	1,368	1,545	7,042	4,717	11,759
	사고 후	581	6,796	7,377	249	1,132	1,381	6,640	4,105	10,745
	증감 %	16	16.9	16.8	40.7	-17.3	-10.6	-5.7	-13	-8.6
동호대교	사고 전	4,942	4,778	9,720	2,572	1,905	4,477	2,881	3,515	6,396
	사고 후	5,174	5,603	10,777	2,398	1,609	4,007	3,322	3,577	6,899
	증감 %	4.7	17.3	10.9	-6.8	-15.5	-10.5	15.3	1.8	7.9
영동대교	사고 전	4,775	4,956	9,731	547	2,635	3,182	5,176	5,045	10,221
	사고 후	5,494	6,558	12,052	362	2,823	3,185	3,076	4,858	7,934
	증감 %	15.1	32.3	23.9	-33.8	19.4	0.1	-40.6	-3.7	-22.4
잠실대교	사고 전	4,441	7,489	11,930	2,040	2,832	4,872	4,704	3,886	8,590
	사고 후	6,492	8,650	15,142	2,397	2,823	5,220	4,774	3,451	8,225
	증감 %	57.9	15.5	26.9	17.5	-0.4	7.1	+1.5	-11.2	-4.3
계	사고 전	14,659	23,041	37,700	5,336	8,740	14,076	19,803	17,163	36,966
	사고 후	17,741	27,607	45,348	5,406	8,387	13,793	17,812	15,990	33,802
	증감 %	21.0	19.8	20.3	1.3	-4.0	-2.0	-10.1	-6.8	-8.6

주) 단위 - Flow Rate : pcph , 서울지방경찰청 : vph

<표 8> 시간대별 교량별 예측 교통량 변화 (모형 도출치)

(단위: pcpph)

		06:00 ~ 07:00			07:00 ~ 08:00			08:00 ~ 09:00			09:00 ~ 10:00		
		남→북	북→남	계	남→북	북→남	계	남→북	북→남	계	남→북	북→남	계
한남 대교	전	602	725	1,327	978	930	1,908	177	1,368	1,545	783	527	1,310
	후	620	863	1,483	1,037	1,171	2,208	249	1,132	1,381	1,222	364	1,586
	증감(%)	3	19	12	6	26	16	41	-17	-11	56	-31	21
동호 대교	전	399	424	823	1,847	1,314	3,161	2,572	1,906	4,478	2,007	622	2,629
	후	625	533	1,158	1,791	1,756	3,547	2,398	1,609	4,007	1,717	756	2,473
	증감(%)	57	26	41	-3	34	12	-7	-16	-11	-14	22	-6
영동 대교	전	448	550	998	1,596	2,196	3,792	547	2,635	3,182	1,151	559	1,710
	후	711	653	1,364	1,602	2,764	4,366	362	2,823	3,185	297	970	1,267
	증감(%)	59	19	37	0	26	15	-34	7	0	-74	74	-26
잠실 대교	전	527	855	1,382	1,728	2,158	3,886	2,040	2,832	4,872	1,325	1,506	2,831
	후	533	853	1,386	2,233	2,717	4,950	2,397	2,823	5,220	1,232	1,189	2,421
	증감(%)	1	0	0	29	26	27	18	0	7	-7	-21	-14
총계	전	1,976	2,554	4,530	6,149	6,598	12,747	5,336	8,741	14,077	5,266	3,214	8,480
	후	2,498	2,902	5,391	6,663	8,408	15,071	5,406	8,387	13,793	4,468	3,279	7,747
	증감(%)	26	14	19	8	27	18	1	-4	-2	-15	2	-9

<표 9> 시간대별 교량별 예측교통량 (모형 도출치) (단위 : pcpph)

		06:00 ~ 07:00			07:00 ~ 08:00			08:00 ~ 09:00			09:00 ~ 10:00		
		남→북	북→남	계	남→북	북→남	계	남→북	북→남	계	남→북	북→남	계
한남 대교	전	1,588	1,472	3,060	4,068	2,723	6,791	7,042	4,717	11,759	6,376	5,278	11,654
	후	4,756	2,732	7,488	6,582	4,430	11,012	6,640	4,105	10,745	5,863	3,953	9,816
	증감(%)	199	86	145	62	63	62	-6	-13	-9	-8	-25	-16
동호 대교	전	2,006	2,317	4,323	3,159	3,667	6,826	2,881	3,515	6,396	2,815	3,267	6,082
	후	2,348	2,635	4,983	3,578	3,618	7,196	3,322	3,577	6,899	3,219	3,325	6,544
	증감(%)	17	14	15	13	-1	5	15	2	8	14	2	8
영동 대교	전	725	1,399	2,124	2,533	4,259	6,792	5,176	5,045	10,221	4,757	4,723	9,480
	후	2,899	3,807	6,706	3,582	4,760	8,342	3,076	4,858	7,934	3,647	4,685	8,332
	증감(%)	300	172	216	41	12	23	-4	-4	-22	-23	-1	-12
잠실 대교	전	953	1,195	2,148	2,476	2,680	5,156	4,704	3,886	8,590	4,351	3,847	8,198
	후	2,507	3,142	5,649	4,050	3,864	7,914	4,774	3,450	8,224	3,930	3,495	7,425
	증감(%)	163	163	163	64	44	53	1	-11	-4	-10	-9	-9
총계	전	5,272	6,383	11,655	1,236	13,329	25,565	19,803	17,163	36,966	18,299	17,115	35,414
	후	12,510	12,316	24,826	17,792	16,672	34,464	17,812	15,990	33,802	16,659	15,458	32,117
	증감(%)	137	93	113	45	25	35	-10	-7	-9	-9	-10	-9

3) 타 교통 시뮬레이션 모형과의 비교

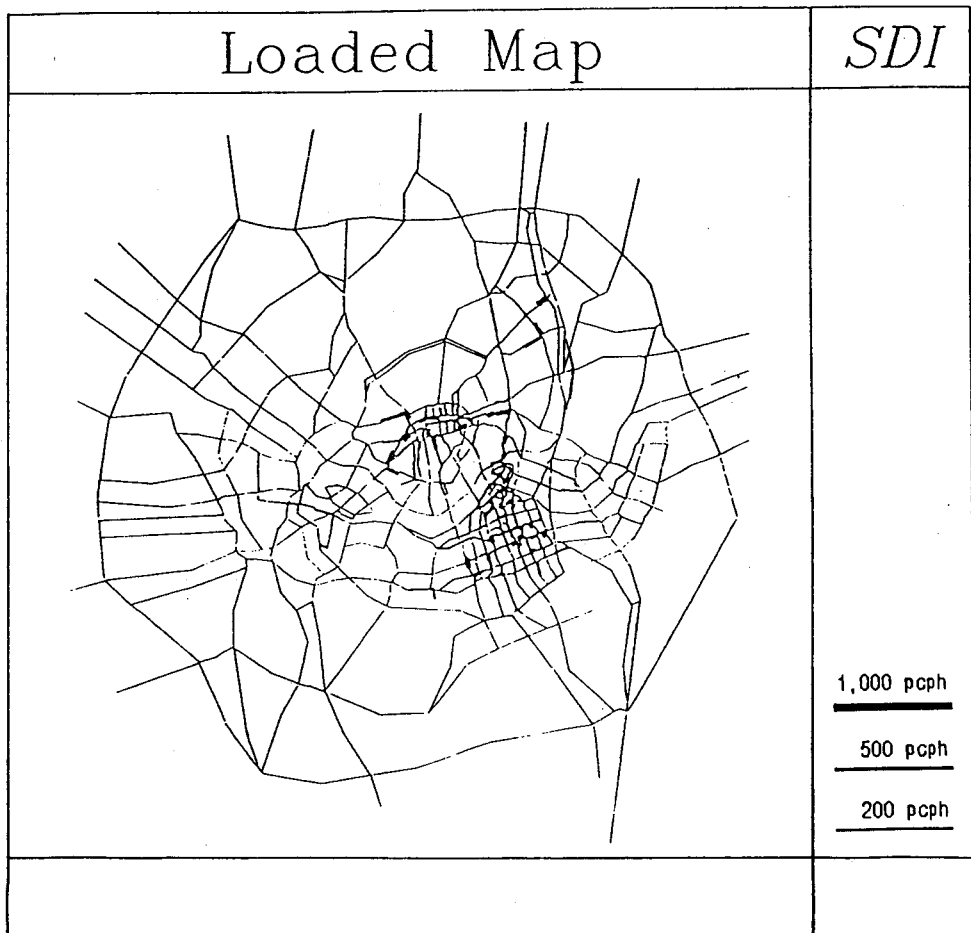
성수대교 붕괴에 따른 서울시 교통처리 대책을 서울시정개발연구원에서 발표한 바 있는데, 그 평가 모형으로 사용한 EMME/2의 시뮬레이션 결과와 본 모형의 분석 결과를 비교하여 보면, EMME/2는 성수대교를 제외한 한강대교에서 천호대교 사이 4 개 교량의 교통수요가 적게는 2.0 %에서 크게는 12.3 % 까지 증대되는 것으로 나타났다.

본 모형은 교통수요뿐 아니라 교통류율까지

도 비교 가능하나, EMME/2의 한계로 인해 교통수요만을 비교하여 보면, 최소 10.9 %에서 최대 26.9 %까지 증대되어 EMME/2 보다는 인접 교량의 수요가 더 큼을 알 수 있다.

<표 11> 본 모형과 EMME/2의 성수대교 붕괴전후 변화율 비교

교 량	본 모형	EMME/2
한남 대교	16.8%	2.0%
동호 대교	10.9%	7.3%
영동 대교	23.9%	12.3%
잠실 대교	26.9%	7.2%



<그림 7> 본 모형의 성수대교 붕괴전후 변화량도

2. 제 2차 검증

본 모형의 전이성 (Transferability)을 검증하기 위하여 공간적 규모는 서울과 비슷하나 인구나 자동차 등록대수 등은 서울에 비하여 1/10 수준을 보이고 있는 대전시를 사례로 분석해 보았다. 대전시는 1993년 말 현재 인구 1,191,187인, 면적은 538.86 km² 으로 인구밀도 2,219 인/km² 이며, 총 자동차 대수는 184,922 대로 인구 천명당 155 대의 수준을 보이며, 이는 타도시와 비교하였을 때 높은 수준으로 나타났다. 존의 구분은 대전시의 행정단위를 기초로 하여 기존의 가로망에 의해 나누어지는 125 개의 내부존을 설정하고, 신탄진, 조치원, 금산, 논산 등을 외부존으로 정하여 외부존 13 개와 합한 총 138 개의 존으로 구성하였다. 분석 대상 가로망은 대전시의 외곽을 통과하는 고속도로와 주요

간선도로 및 집분산도로를 중심으로 하여 분석하였으며, 대전시의 노드체계는 서울에서의 단점을 보완하기 위하여 회전방향을 인식할 수 있도록 블록별 유입부, 유출부 및 Mid-Block에 노드를 설정하여 총 2,236 개의 노드와 3,996 개의 링크로 네트워크를 설정하였다. 또한 대중교통 분석을 위하여 도로의 노드체계를 그대로 적용하였으며 버스 노선은 114 개로 Transit Coding 방식에 의하여 입력하였다.

본 모형이 현실을 어느 정도 적합하게 설명할 수 있는가에 대하여 분석하기 위해 주요지점의 관측교통량과 본 모형에서 추정된 교통류율을 비교 분석하였다. 또한 총량적인 비교치로서 총 통행량과 현재의 수단분담율을 비교하였다. <표 13>은 대전시의 9 개 주요가로에 대한 교통량의 관측치와 모형치를 비교한 것이며, <표 14>는 주요 교차로를 대상으로 비교한 것이다.

<표 12> 주요 가로별 교통량과 추정 교통류율

주요지점 및 가로		교통류율(pcph)		모형치의 용량 (pcph)	모형치의 교통 수요 (pcph)
		관 측 치	모 형 치		
한밭대로	중리동→대화동	1,808	1,177	9,680	2,583
	대화동→중리동	1,599	1,375	9,680	2,999
	대화동→둔산	2,135	1,090	9,680	5,678
	둔산→대화동	1,704	2,901	9,680	5,910
계 백 로	서대전육교→유천사거리	1,263	1,315	5,808	3,455
	유천사거리→서대전육교	2,040	1,861	5,808	2,856
계 룡 로	삼성아파트→서대전사거리	2,032	2,222	7,744	2,844
	서대전사거리→삼성아파트	2,664	2,370	7,744	3,468
서대전역	오류사거리→서대전역	463	500	5,109	899
	서대전역→오류사거리	679	486	5,109	1,389
대 전 산업대앞	대전산업대→홍도육교	2,230	2,227	7,744	4,731
	홍도육교→대전산업대	2,245	2,346	7,744	4,810
중 구 청	도청사거리→은행사거리	1,360	1,356	5,808	2,252
	은행사거리→도청사거리	1,590	1,065	5,808	1,065
대 전 역	대전관광호텔→대한통운	1,054	1,050	2,033	2,992
	대한통운→대전관광호텔	1,433	1,362	1,452	1,362
신탄진 방 향	신탄진→대전	716	365	3,872	365
	대전→신탄진	867	522	3,872	522
조치원 방 향	조치원→대전	543	464	1,936	464
	대전→조치원	1,154	1,384	1,936	1,364

〈표 13〉 주요 교차로별 관측 교통량과 추정 교통류율 비교

주요 교차로		교통량(pcph)		용량(pcph)	교통수요(pcph)
		관측치	모형치		
서대전고 사거리	WB	835	548	1,936	1,637
	EB	1,449	984	1,936	1,877
	NB	1,463	1,549	1,549	2,161
	SB	2,075	1,724	2,178	1,766
보문산공원 오거리	WB	780	669	968	1,740
	EB	120	236	387	384
	NB	364	72	477	72
	SB	276	250	511	60
서대전 사거리	WB	1,049	1,319	1,162	1,319
	EB	1,280	1,293	310	1,498
	NB	934	1,310	1,452	1,340
	SB	971	741	1,162	1,380
괴정사거리	WB	1,214	1,965	5,808	1,965
	EB	1,295	1,147	5,808	422
	NB	580	1,064	1,549	1,279
	SB	335	485	1,936	895

〈표 14〉 수단별 목적별 통행수요

(단위 : 통행)

수단	6 - 7시	7 - 8시	8 - 9시	9 - 10시	TOT
승용차(2인이하)	3321.	32866.	54479.	10365.	101031.
승용차(3인이상)	991.	9680.	15098.	3396.	29164.
택시	3582.	34567.	56525.	12683.	107356.
버스	8152.	60485.	168365.	43457.	280459.
기타	3262.	23431.	741321.	18791.	119805.
SUM	19307.	161029.	368787.	88692.	637815.
WORK	11518.	135749.	176651.	18551.	342469.
SCHOOL	5924.	20910.	180175.	47829.	254839.
OTHER	1865.	4371.	11960.	22311.	40507.

〈표 15〉 모형치와 관찰치의 수단분담율 비교

(단위 : %)

구분		버스	택시	승용차 (2인 이하)	승용차 (3인 이하)	기타	계
통근	모형치	34.42	23.68	22.66	12.50	6.69	100.00
	관찰치	32.12	24.90	20.92	13.70	8.36	100.00
	증감	2.30	-1.22	1.74	-1.20	-2.23	-
통학	모형치	56.87	6.75	7.39	27.52	1.41	100.00
	관찰치	54.13	7.05	4.70	33.10	1.02	100.00
	증감	2.74	-0.30	2.69	-6.42	0.19	-
기타	모형치	43.62	22.34	11.29	16.19	6.52	100.00
	관찰치	36.60	26.78	9.65	21.35	5.62	100.00
	증감	7.02	-5.26	1.64	-6.84	0.90	-

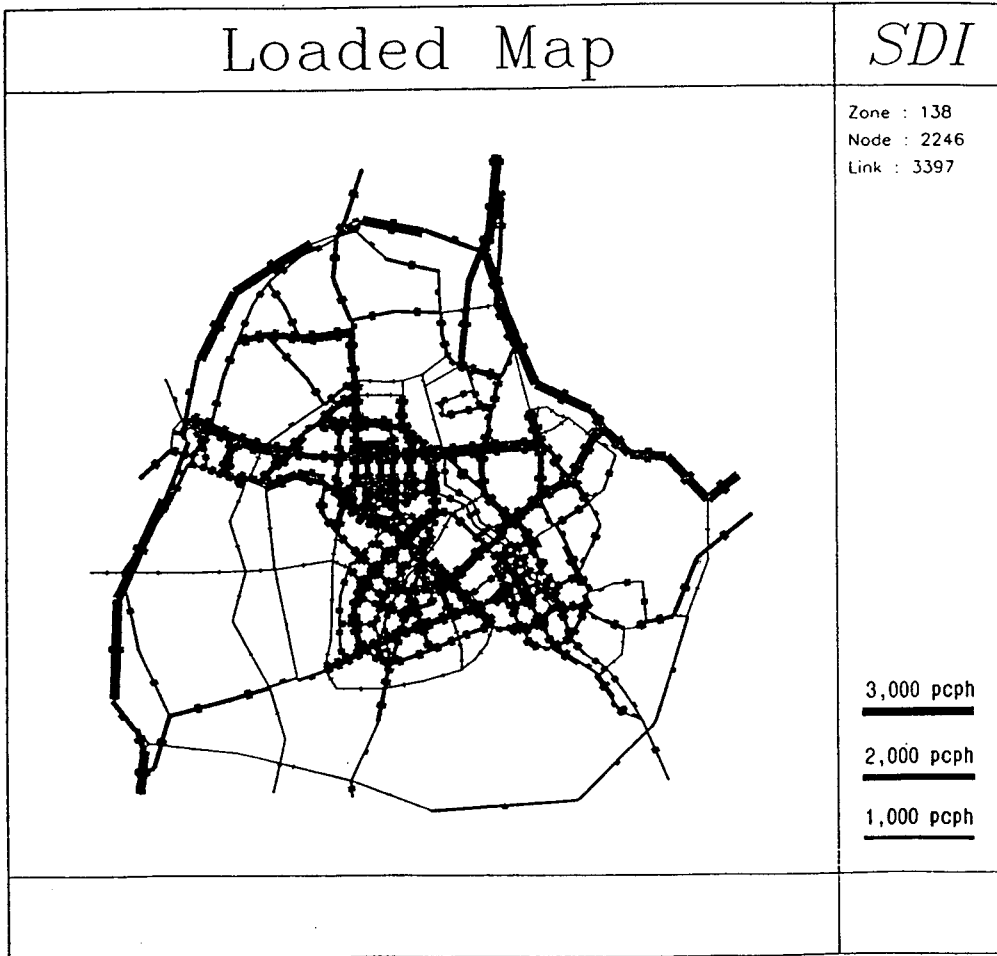
〈표 14〉와 〈표 15〉는 총량적인 값으로 통행량 수요와 수단분담율을 나타낸 것으로 표에서 보면 오전 첨두 4시간 총 통행량은 637,815 pcph가 되어 대전시의 통행인구 808,300 인을 감안할 때 적합하다고 볼 수 있다. 〈표 15〉에서 보면 대전시 오전 첨두 4 시간 수단분담율은 현재 관찰치와 비교하였을 때 평균오차가 0.79 %로 나타나 현실과 거의 비슷한 수준임을 알 수 있다.

이상과 같은 모형 도출결과를 통계적 기법을 적용하여 분석해 보면 다음과 같다.

〈표 16〉 관측치와 모형치의 통계분석

구 분	R ²		F값		prof F	
	지점 및 가로	교차로	지점 및 가로	교차로	지점 및 가로	교차로
본 모형	0,6611	0,6643	35,1153	27,7078	0,0001	0,0001

〈표 16〉은 모형이 어느 정도 현실을 설명할 수 있는가에 대하여 알아보기 위해서 〈표 13〉과 〈표 14〉에서의 관측치와 모형치를 통계적으로 분석한 결과이다. 통계적인 분석에서 본 모형치



〈그림 8〉 대전시 교통류율 부하도

와 관측치의 R^2 값을 볼 때, 0.6611과 0.6643로 약간의 차이는 있으나, 이것은 Pivoting 과정을 통하여 보완할 수 있을 것이라고 판단된다. 또한, 관찰치와 관계를 일정한 비율로 나타내어 적합도를 판단할 수 있는 기준인 $\text{prof } |F|$ 값을 비교해볼 때, 지점 및 가로교통량은 0.0001로서, 그 값이 통상적인 값인 0.05 보다 작아 현실을 설명하는데 적합한 것으로 분석된다. 교차로의 경우도 마찬가지로 그 값이 0.0001로 현실을 설명할 수 있다고 볼 수 있다.

이상 까지 본 모형을 대전시를 대상으로 실행시킨 결과를 관측치와 비교 분석해 보았다. 대전시는 기존 본 모형의 분석 대상지였던 서울시에 비교하였을 때 상대적으로 규모가 작은 도시지만, 직할시로서 지방지역의 중심 역할을 하는 도시이다. 서울시와 대전시의 모형 결과를 비교해 보면, 서울시는 오전 첨두 4 시간 총 통행량이 약 7,400,000 통행이고 대전시는 약 740,000 통행으로 약 10 배의 차이가 난다. 따라서 대전시는 서울시에 비해 민감도가 더욱 크다고 할 수 있다. 그러나 관측치와 비교 분석한 <표 16>에서 볼 수 있듯이, 현실 설명력에서 큰 차이가 없고 모형의 적합도도 높게 나타나 본 모형은 지역간 전이성이 높은 것으로 보인다.

V. 결론

본 연구에서 제시한 모형은 기존 정태적 모형에서 다룰 수 없었던 시간대별 O/D 변화와 수단분담 변화의 자료를 제시하고, 행태적인 통행배분을 통하여 밀도(k)에 의한 통행시간 산출과 회전방향별로 15 분 교통류율을 도출할 수 있었다. 이러한 교통수요 변화 및 교통류율을 분석 평가할 수 있는 시뮬레이션 모형 (Macroscopic Simulation Model)은 새로운 형태

의 모형 접근으로서 교통류관리 등을 위해 매우 필요한 작업일 것이다.

본 고에서 제시된 모형의 적합성을 평가하는 기준으로서 탄력성, 전이성, 예측성 등을 검토할 수 있는데, 제시된 모형접근의 예측력이 타 모형에 비하여 결코 뒤떨어지지 않음이 입증되었다. 탄력성에 있어서도 앞 절에서 제시된 바와 같이 서울시 성수대교 붕괴 전후 비교를 통하여 교통수요 변화, 수단분담 변화 및 교통량 변화를 관측 교통량과 비교 분석한 결과, 기존 모형에 비하여 월등한 우수성을 보이고 있을 뿐 아니라, 대전시를 사례로 한 전이성 분석에 있어서는 기존 모형들과의 비교 분석이 어려웠으나, 관측 통행량과 모형치를 비교 분석한 결과, 약간의 내부 편차가 발생하지만 안정적인 통행배분이 이루어져 전이성(transferability)에서도 우수하다고 판단된다. 그러나 본 모형은 몇 가지 내부적인 한계와 극복되어야 할 문제가 있는데, IIA 문제는 극복될 수 있는 문제로 보고 나머지 몇 가지를 지적하면 다음과 같다.

첫째, 15분 간격의 교통류율 추정에 있어 확률식으로 산출된 15분 O/D를 사용하였는데, 이를 5분 단위 등으로 더욱 세분하고자 할 경우 컴퓨터 용량이 기하급수적으로 증가하는 문제가 있다. 즉 매 5분 단위의 동태적 모형을 서울시와 같이 규모가 큰 지역에 적용할 경우, 프로그램의 소요용량 및 실행시간이 엄청나게 증가할 것임으로 실무적으로 한계에 봉착하게 된다. 따라서 컴퓨터 공학이 지금보다 빠르게 발전하여 이러한 문제를 해결할 지 모르겠으나, 여러 대의 컴퓨터를 가지고 병산 처리하는 방안을 개발해서 당면 현실 문제를 해결할 수 있어야 할 것이다.

둘째, 과포화 상태의 용량변화에 따른 교통류율 추정, 링크 전후의 대기행렬(queue), spillback 현상 등 과포화 상태의 교통류 특성을 미시적

(Micro)으로 반영하지 못하고 있어 현실과의 괴리가 크다. 따라서 앞으로 혼잡시 교통류 이론이 더욱 연구되어서 좀 더 현실적인 동적 교통류 시뮬레이션이 되도록 하여야 한다.

셋째, 링크 통행시간, 밀도, 유입량, 유출량 관계식에 관한 연구가 우리와 같은 과포화시를 위하여 알맞게 Macro 모형화되어야 하겠는데, 본 연구는 일본 등지에서 제시된 관계식을 검증 없이 사용하였다. 이와 같은 기초연구가 더욱 활성화되어야 하겠으며, 사용된 관계식이 검증될 때까지 본 모형 결과치는 실제 활용에 한계가 있다 하겠다. 그러나 본 연구에서 제시한 모형은 평형모형 등에서 제시하고 있는 Monotonicity를 전제하고 있지 않을 뿐 아니라, 초기 조건에 따라 결과가 달라지는 상황을 도출함으로써 교통류의 카오스(Chaos) 현상을 시뮬레이션 해 볼 수 있는데, 앞으로 이에 관한 연구가 있기 바란다.

* 본 연구는 弘益大學校 校內 지원으로 이루어졌음을 밝혀둔다.

참고문헌

1. 김동녕, 다이알 모형에 의한 통행배정 및 응용기법에 관한 연구, 서울대학교 석사학위논문, 1982.
2. 김영찬, 고속도로 진입통제를 위한 선형계획 모형의 개선, 제24회 학술발표회 제출논문, 대한교통학회, 1993.
3. 김호정, 점진적 추계형 배분방안에 관한 연구, 홍익대학교 석사학위논문, 1992.
4. 이인원, 대도시 고속교통수단 개발을 위한 체계분석기법의 적용, 홍익대학교논문집, 1984.
5. 이인원, 정난희, Stochastic Dynamic Assignment 모형의 개발과 활용, 대한교통학회지 제21권 제1권(통권 19호), 1993. 4.
6. 이인원, 교통수단선택 및 직주통행의 중점선택 행태분석을 위한 Logit Model 개발, 홍대논총, 1982.
7. 정난희, 목적지, 교통수단, 출발시간 선택행태의 모형화에 관한 연구, 홍익대학교 석사학위논문, 1992.
8. B. G. Heydecker & J. D. Addison, Properties of Dynamic Traffic Assignments, Proceedings of the 27th UTSG Annual Conference, 1995.
9. Byung-Wook Wie, An Application of Optimal Control Theory to Dynamic User Equilibrium Traffic Assignment, Transportation Research Record 1251, 1990.
10. Byung-Wook Wie, Terry L. Friesz & Roger L. Tobin, Dynamic User Optimal Traffic Assignment on Congested Multi-destination Network, Trans Res. Vol 24B. No. 6, pp. 431-442, 1990.
11. C. J. Messer, A Design and Synthesis of a Multilevel Freeway Control System and a Study of its Associated Operational Control Plan, Ph. D Dissertation, Texas A&M University, College Station, 1969.
12. E. C. Chang, C. J. Messer, and N. A. Chaudhary, Development of Off-Line Freeway Ramp Metering Control Strategies, Research Report 971-1. Texas Transportation Institute, Texas A&M University System, College Station, 1988.
13. Eunmi Park, Critical Assessment of The Features of Two Ramp Metering Optimization Models, Ph. D Dissertation, Texas A&M University, 1993.
14. Inwon Lee, A Model for External Metering,

- International Conference of National Transportation Policies, 대한교통학회, 1992.
15. Li Shin Yuan & John B. Kreer, Adjustment of Freeway Ramp Metering Rates to Balance Entrance Ramp Queues, Trans Res. Vol. 5, pp. 127-133, 1971.
 16. Soon-Gwan Kim, Econometrics Modeling of All-Day Activity Involvement and Duration with Transportation Panel Data, Ph. D Dissertation, University of Washington, 1994.
 17. Youngchan Kim, Development of Optimization Models for Signalized Intersections During Oversaturated Conditions, Ph. D Dissertation, Texas A&M University, 1990.
 18. T. Imada and A. D. May, FREQ8PE: A Freeway Corridor Simulation and Ramp Metering Optimization Model, Report UCB-ITS-RR-85-10, Institute of Transportation Studies, University of California, Berkeley, 1985.