

□ 論 文 □

비보호좌회전 보정계수 및 용량 분석

Analyses of Capacity and Left-Turn Adjustment Factors for Permitted Left-Turn

김 경 환

(경상대학교 도시공학과 교수)

강 남 기

(경상대학교 대학원 도시공학과)

목 차

- I. 서론
- II. 기존문헌의 고찰
 - 1. 한국 HCM의 비보호좌회전 분석방법 및 문제점
 - 2. USHCM의 비보호좌회전 분석방법 및 문제점
- III. 자료수집 및 정리
 - 1. 자료 조사방법
 - 2. 자료 조사지점
- IV. 모형의 개발 및 제안
 - 1. 모형의 개발
 - 2. 모형 및 산정과정의 제안
- V. 결론
- 참고문헌

요 약

신호교차로에서의 효율적인 교통운영을 위해서는 비보호좌회전의 활성화가 필요하며 이를 위해서는 비보호좌회전이 허용되는 신호교차로에서의 교통운영의 정확한 분석이 가능해야 한다.

본 연구에서는 국내 신호교차로에서의 운전자의 행태에 기초하여 USHCM의 비보호좌회전 분석에서 요구되는 g_f , g_q , R_L 의 현실적인 값을 산정하기 위한 모형이 제안되었으며 이에 기초하여 비보호좌회전 보정계수 및 용량 분석 기법을 제시하였다.

본 연구의 결과는 다음과 같다.

첫째, 공용차로를 가진 비보호좌회전 신호교차로에서 주기당 좌회전교통량(LTC)이 5대까지의 범위에서 G(녹색신호시간)와 LTC를 변수로 한 g_f 모형이 개발되었다.

둘째, v_{olc} 와 q_{ro} 를 변수로 한 g_q 모형이 개발되었으며 제안된 모형에 의한 g_q 값이 진주 및 광주에서의 현장관측치와 거의 일치함을 볼 수 있었다.

셋째, 1994 USHCM의 R_L 모형이 LTC가 증가할수록 R_L 값이 감소하는 비현실적인 모형의 구조를 가지므로 현실적인 모형의 구축을 위해 국내 현장자료에 기초하여 LTC를 변수로하여 R_L 산정을 위한 단순화된 모형이 개발되었다.

넷째, 대향교통류를 통해 좌회전할 수 있는 유효녹색시간의 부분인 g_u 를 산정하여 비보호좌회전 포화교통류(S_{LT})에 주기 대 g_u 의 비를 곱한 비보호좌회전 용량산정식이 제안되었다.

I. 서론

급격한 교통량의 증가와 이에 따르지 못하는 교통시설의 확충으로 도시교통 및 지역교통에서 격심한 교통체증이 발생하고 있어 국민생활의 불편은 물론 국가의 산업 생산성을 크게 저하시키고 있다. 이들 당면한 교통문제의 해소를 위해서는 교통부문에 대한 투자를 증대함과 더불어 교통부문의 체계적이고 과학적인 연구와 교통운영개선 및 교통수요관리 등의 강력한 추진이 국가적 차원에서 요망되고 있다.

교통운영개선 부문에서는 교차로에서의 효율적 교통운영이 매우 중요하다. 신호교차로에서의 효율적 교통운영을 위해서는 서구에서 일반적으로 채택되고 있는 좌회전을 별도의 현시 없이 처리하는 비보호좌회전이 활성화되어야 하며 이를 위해서는 비보호좌회전 보정계수 및 용량 등의 정확한 분석이 가능해야 한다. 한국의 1992 도로용량편람은 비보호좌회전 보정계수 및 용량분석기법 등을 제시하고 있으나 그 기본이론이 실제적이지 못하며 4가지의 경우로 나누어 그 각각에 대하여 용량 및 보정계수 산정기법을 제시하고 있으나 Case III과 Case IV는 그 계산과정을 이해하는 데 어려움이 있다.

이에 본 연구에서는 국내에서 비보호좌회전이 허용되고 있는 다차로접근로에 대하여 전용 및 공용차로에서의 비보호좌회전을 직진이동류에 포함시킨 경우의 직진포화교통량을 구하기 위한 좌회전보정계수를 산정하는 식을 제시하며, 비보호좌회전의 용량산정을 위한 식을 제시하고자 한다. 비보호좌회전 이동류에 대하여 서비스수준을 분석할 필요는 거의 없으므로, 비보호좌회전이동류 자체의 좌회전보정계수 산정을 위한 별도의 식을 제시하지는 않았으나 용량을 이용하여 산정될 수 있다.

본 연구에서 개발된 식들을 이용하여 비보호

좌회전이 허용되고 있는 신호교차로에서의 실제적인 용량분석이 이루어지고 비보호좌회전 운영의 타당성이 검토됨으로써 신호교차로에서의 효율적인 교통운영에 기여할 수 있을 것으로 기대된다.

본 연구에서는 1개 차로의 전용 및 공용 비보호좌회전차로를 가진 편도 2차로 이상의 신호교차로를 연구대상으로 하였으며, 지역적 범위로는 비보호좌회전이 실시되고 있는 신호교차로로 광주시, 진주시 소재의 교차로 각 1개소씩 총 2개소의 교차로를 선정하였다.

본 연구의 연구방법으로는, 한국의 HCM에서 제시하는 신호교차로에서의 비보호좌회전 분석방법과 1994 USHCM의 비보호좌회전 분석방법, 등을 고찰하고 국내 적용 가능한 분석 방법론을 채택한 후 선정된 연구대상 교차로에서의 현장조사 및 비디오 카메라 촬영으로 신호교차로에서 비보호로 좌회전하는 운전자의 행태를 분석하였으며, 이에 기초하여 현실적인 비보호좌회전 보정계수 및 용량산정을 위한 모형을 제시하였다.

II. 기존문헌의 고찰

1. 한국 HCM의 비보호좌회전 분석방법 및 문제점

한국 HCM에서는 비보호좌회전 분석을 위해 좌회전 전용차로와 공용차로로 구분한 후 각각에 해당하는 분석방법을 제시하고 있다.

1) 좌회전 전용차로에서 비보호좌회전^{1,2)}

(1) 대향직진 교통류의 차두시간 분포함수가 음지수분포를 갖는다고 가정하고 대향직진 교통류가 교차로를 통과하는 전체 녹색시간동안 비보호좌회전이 가능하다는 가정하에 간격수락

확률모형을 이용하여 비보호좌회전 용량 D_L 을 다음과 같이 산정하고 있다.

$$D_L = V_o \left[\frac{e^{-\mu h}}{1 - e^{-\mu d}} \right] \quad \text{식 (2.1)}$$

여기서 $\frac{e^{-\mu h}}{1 - e^{-\mu d}} = P$ 라 두면,

$$D_L = V_o P \quad \text{식 (2.2)}$$

V_o : 대향직진 교통량(대/시)

d : 좌회전 최소차두시간(초)

h : 임계간격(초)

μ : 평균 차량 방출률(veh/sec)

P : 비보호좌회전이 가능한 시간동안의 대향직진 차량의 간격당 평균 비보호좌회전 가능대수

(2) 비보호좌회전차량의 직진환산계수(E_{LE})는 다음과 같다.

$$E_{LE} = \frac{2200G}{V_o PC} = \frac{2200G}{D_L C} = \frac{2200}{S_L} \quad \text{식 (2.3)}$$

(3) 비보호좌회전의 포화교통량(S_L)은 다음과 같다.

$$S_L = \frac{2200}{E_{LE}} = \frac{V_o PC}{G} = D_L \frac{C}{G} \quad \text{식 (2.4)}$$

(4) 비보호좌회전 교통류의 비보호좌회전 보정계수(f_{LT})는 다음과 같다.

$$f_{LT} = \frac{D_L C}{2200G} = \frac{1}{E_{LE}} \quad \text{식 (2.5)}$$

위의 비보호좌회전 용량(D_L)식에 임계간격(critical gap) 4.6초와 좌회전 최소차두시간 2.3초를 대입한 전용차로의 비보호좌회전의 용량을 다음의 <표 1>과 같이 나타내고 있다.

<표 1> 비보호좌회전 용량(D_L , vph)

$G/C \backslash V_o$	200	400	600	800	1000	1200	1400	1600	1800	2000
0.3	233	114	55	26	12	6	3	-	-	-
0.4	370	217	126	73	42	24	16	7	4	2
0.5	515	336	219	142	91	58	37	24	15	9
0.6	662	465	326	227	158	109	75	52	36	24
0.7	812	601	443	326	239	175	128	93	67	145

자료 : 도철용, 1994, 비보호좌회전의 간격수락과 용량 및 보정계수에 관한 연구, 대한토목학회논문집, 제14권 6호, p.1278.

2) 공용차로에서의 비보호좌회전^{2,3)}

아래 식에서 사용된 부호의 정의는 다음과 같다.

C : 신호주기(초)

g : 유효녹색시간(초)

N : 접근로의 차로수(전용좌회전 차로는 제외)

V_T : 접근 총교통량

V_L : 실제 좌회전 교통량

E_{LE} : 직진환산계수($V_L \geq D_L$ 인 전용차로에서)

E_{LS} : 공용차로에서 직진환산계수($V_L < D_L$ 인 공용차로에서)

D_L : 실제 좌회전 용량

S_{TH} : 공용차로에서 직진포화교통량

D_{TH} : 공용차로에서 직진용량

(1) 공용차로에서 직진환산계수(E_{LS})

■ $V_L < D_L$ 이고

$$\frac{V_T}{V_L} > \frac{4,400 \cdot g \cdot (N-1)}{(D_L+V_L) \cdot C} + 1 \text{ 이면}$$

$V_{LF} > 0$ 이므로,

$$E_{LS} = \frac{4400 \cdot N \cdot g - 3600(\frac{V_T}{V_L} - 1)}{N \cdot C(D_L+V_L) - 3600(N-1)} \quad \text{식 (2.6)}$$

■ $V_L < D_L$ 이고

$$\frac{V_T}{V_L} > \frac{4,400 \cdot g \cdot (N-1)}{(D_L+V_L) \cdot C} + 1 \text{ 이면}$$

$V_{LF} > 0$ 이므로,

$$E_{LS} = \frac{4400 \cdot g}{(D_L+V_L) \cdot C} = \frac{2D_L}{D_L+V_L} E_{LE} \quad \text{식 (2.7)}$$

(2) 공용차로를 이용하는 직진의 포화교통량(S_{TH})

$$S_{TH} = 2200 \cdot f_w \cdot f_g \cdot f_{HV} - V_L \cdot E_{LS} \cdot \frac{C}{g} \quad \text{식 (2.8)}$$

(3) 직진용량(D_{TH}) : 직진포화교통량에 g/C 를 곱함.

$$D_{TH} = 2200 \cdot f_w \cdot f_g \cdot f_{HV} \cdot g/C - V_L \cdot E_{LS} \quad \text{식 (2.9)}$$

(4) 비보호좌회전 보정계수(f_{LT})

$$f_{LT} = \frac{S_{TH}}{2200 \cdot f_w \cdot f_g \cdot f_{HV}} \quad \text{식 (2.10)}$$

3) 한국 HCM의 문제점

우리나라 HCM의 문제점들을 요약하면 다음과 같다.

첫째, 좌회전 전용차로의 용량(D_L)분석에서

대향직진 교통류가 녹색신호 초기에 포화유율 상태로 교차로를 통과한다는 것을 고려하지 않고 녹색신호 초기부터 바로 임의 방출된다는 가정 하에 전체녹색신호시간 동안 비보호좌회전이 가능한 것으로 간주함으로써, 대향직진차량의 대기행렬이 소멸될 때까지의 비보호좌회전이 불가능한 시간을 고려하지 않았다.

둘째, 비보호좌회전 전용차로의 직진환산계수(E_{LE})를 대향 교통량(V_0)과 G/C 의 함수로 해석하여 환산계수 값을 제시하고 있으나, 1994 USHCM에서 보는 바와 같이 비보호좌회전의 직진환산계수는 대향 교통류가 일정한 패턴을 유지할 때의 비보호좌회전 포화교통류율과 직진 포화교통류율의 비(比)로 산정되는 것이 타당하다.

셋째, 공용차로에서 녹색신호시 대향직진이 방출될 때 차량군의 특성으로 보아 직진의 차두간격을 수락할 수 있는 기회는 녹색신호 초기에는 적다가 시간이 지날수록 점차 증가하여, 그 변화가 직선변화를 한다고 가정하고 E_{LS} (공용차로에서 직진 환산계수)를 다음과 같이 나타내었다.

$$E_{LS} = E_{LE} \left(\frac{2g - \frac{3600 \cdot (2V_{LF})}{2200}}{g + \frac{V_L \cdot g}{2200}} \right)$$

그러나, 위 식은 차두간격을 수락할 수 있는 기회가 직선변화를 하며 증가한다는 가정하에 제시된 것으로서, 이 가정은 대향 교통류율의 도착형태에 따라 상당히 가변적이므로 실제 현상을 잘 나타낸다고 보기 어렵다.

넷째, 한 주기당 공용차로에서 좌회전 앞에 도착하는 직진차량의 평균대수 V_{LF} 를 다음과 같이 산출하였다.

$$V_{LF} = \frac{\left[\frac{V_{TH} + V_L \cdot E_{LS} + V_R \cdot E_R}{N} - V_L \cdot E_{LS} \right]}{2V_L}$$

$$= \frac{1}{2N} \left[\frac{V_T - V_L}{V_L} - E_{LS} (N-1) \right]$$

위 식은 1차로당 직진환산 교통량에서 좌회전의 직진환산 교통량을 빼면 직진과 우회전 교통량이 되는데, 여기에 좌회전 교통량(V_L)에 2를 곱한 값을 나눔으로서 좌회전 앞의 직진 차량대수를 구하고 있는데, 이는 현실적인 V_{LF} 값을 얻는데 문제가 있다.

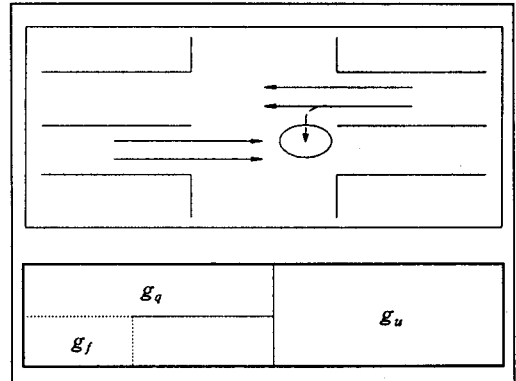
다섯째, 한국 HCM에서 제시하는 비보호좌회전 용량산정 모형은 실제 현장자료에 기초하지 않고 좌회전하는 차량대수를 확실적인 방법으로 구하였기 때문에 실제 현상을 충분히 반영하지 못하고 있다. 예를들어, 대향직진 교통량이 1600(대/시)이고 g/C 비가 0.7인 실제 교차로를 조사한 결과 평균 170(대/시)의 비보호좌회전 교통량이 관측되었으나, 한국 HCM 모형에서는 93(대/시)의 용량을 제시하고 있어 실제 비보호좌회전 신호교차로의 용량을 과소산정하고 있다.

2. USHCM의 비보호좌회전 분석방법 및 문제점

1994 USHCM에서는 한국 HCM에서와 같이 비보호좌회전 용량을 직접 산정할 수 있는 식을 제시하고 있지 않으며, 이상적인 포화교통류율을 보정하는 보정계수들 중의 하나로서 비보호좌회전의 좌회전보정계수를 산정할 수 있는 식을 제시하고 있다.

1) 비보호좌회전의 좌회전보정계수^{4,5)}

USHCM에서는 교차로에서 비보호좌회전하는 형태와 녹색현시의 구성요소를 다음 <그림 1>과 같이 나타낸 후 관계식들을 제시하고 있다.



<그림 1> 비보호좌회전 형태 및 녹색현시의 구성요소

- g_q : 대향직진 교통의 대기행렬이 소멸될 때까지 비보호좌회전이 차단되는 유효녹색시간의 부분
- g_f : 공용차로에서 첫 번째 좌회전 차량이 도착할 때 까지의 유효녹색시간의 부분(즉, 공용차로를 직진이 이용하는 부분)
- g_u : 대향교통의 대기행렬이 소멸된 후 좌회전이 대향교통류를 통해 통과할 수 있는 유효녹색시간의 부분(비보호좌회전이 가능한 시간)

· g_f : 첫 번째 좌회전 차량이 도착할 때 까지, 공용차로는 좌회전에 의해 영향을 받지 않는다. 이 기간동안, 유효 좌회전보정계수는 한 대의 좌회전도 존재하지 않기 때문에 논리적으로 1이다. 전용 비보호좌회전 차로에서는 좌회전 대기행렬이 현시의 초기에 존재한다고 가정하기 때문에, 정의에 의해서 $g_f=0.0$ 초이다.

· $g_q - g_f$: 만약 대향 대기행렬이 소멸되기 전에 첫 번째 좌회전할 차량이 도착한다면, 좌회전할 차량은 대향 대기행렬이 소멸될 때 까지 기다린 후, 불포화된 대향 교통류율에서 간격(gap)을 찾는다. 이 기간 동안, 공용차로에서 좌회전을 할 수 없으며 공용차로에 적용되는 좌회

전 보정계수는 논리적으로 0.0이다. 대향 대기행렬이 소멸된 후에 첫 번째 좌회전할 차량이 도착할 때는 이 기간은 존재하지 않으므로 $g_q - g_f$ 는 실질적 최소값인 0을 갖는다. g_q 의 값은 0.0에서 g 의 범위를 가진다.

· g_u : 대향 대기행렬이 소멸된 후에, 좌회전할 차량들은 불포화된 대향 교통류율에서 간격(gap)을 찾는다. 이 기간 동안 각 좌회전하는 차량에 대한 직진환산계수(E_{Li})를 정하고 이를 이용하여 이 기간 동안의 보정치가 계산되고 있다.

$$\frac{1}{1.0 + P_L(E_{Li} - 1)} \quad \text{식 (211)}$$

여기서 P_L 은 공용차로에서 좌회전하는 차량의 비율이다. 전용 비보호좌회전차로에서, $P_L = 1.0$ 이다.

(1) 신호주기에서 신호시간의 정의

USHCM에 제시된 변수들의 정의는 다음과 같다.

- G_i : 차로그룹 i 의 실제 녹색시간(sec)
- Y_i : 차로그룹 i 의 실제 황색시간과 전 적색 소거시간의 합(sec)
- R_i : 차로그룹 i 의 전 적색소거시간을 제외한 실제 적색시간(sec)
- g_i : 차로그룹 i 의 유효녹색시간(sec)
- r_i : 차로그룹 i 의 유효적색시간(sec)
- l_1 : 출발손실시간(sec/cycle)
- l_2 : 소거손실시간(sec/cycle)

비록 손실시간이 실제 주어진 이동류의 시작과 끝에서 발생한다 할지라도, 주로 출발손실시간이 소거손실시간 보다 현저하게 큰 값을 갖는다고 간주하고 분석의 편의를 위해 두 손실시간을 합하여 이동류의 초기에 적용하고 있다.

$$t_L = l_1 + l_2 = \text{이동류당 총손실시간(sec)}$$

위의 가정하에 실제 녹색시간과 유효녹색시간의 관계는 다음의 <그림 2>와 같이 나타내고 있다.

G_i		Y_i	R_i
r_i	g_i		r_i

{ t_L }

<그림 2> 실제녹색과 유효녹색간의 관계

위의 그림과 같이 이동류에서 총손실시간은 실제 녹색현시의 초기에 감해지므로 G_i 의 일부가 유효적색인 r_i 가 되며, 이 부분은 이동류의 총손실시간(t_L)과 같다. 이동류의 전체손실시간이 녹색의 초기에 감해지기 때문에 유효녹색시간과 유효적색시간을 다음과 같은 식으로 나타낼 수 있다.

$$g_i = G_i + Y_i - t_L \quad \text{식 (212)}$$

$$r_i = R_i + t_L \quad \text{식 (213)}$$

(2) 비보호좌회전 직진환산계수(E_{Li})

USHCM에서는 다음의 <표 2>와 같이 g_u 기간동안에 각 좌회전하는 차량에 대한 직진환산계수(E_{Li})를 제시하고 있으며, 제시한 직진환산계수는 신호현시별, 좌회전 차로의 형태별, 대향방향 차로수, 대향 교통량에 따라 달라진다.

(3) 전용 비보호좌회전차로 및 다차로 접근로에 대한 기본 모형

비보호좌회전 보정계수(f_{LT})를 산정하기 위한 일련의 과정은 다음과 같다.

① g_f 계산

$$g_f = G \exp(-0.882 LTC^{0.717}) - t_L \quad \text{식 (214)}$$

$0 \leq g_f \leq g$ (공용 비보호좌회전 차로)

$g_f : 0.0$ (전용 비보호좌회전 차로)

〈표 2〉 비보호좌회전 직진환산계수(E_{L1})

신호 현시수	좌회전 차로형태	대향 차로수	대향 교통량(vph)						
			0	200	400	600	800	1,000	≥ 1,200
2	공용	1	1.05	2.0	3.3	6.5	16.0*	16.0*	16.0*
		2	1.05	1.9	2.6	3.6	6.0	16.0*	16.0*
		≥3	1.05	1.8	2.5	3.4	4.5	6.0	16.0*
	전용	1	1.05	1.7	2.6	4.7	10.4*	10.4*	10.4*
		2	1.05	1.6	2.2	2.9	4.1	6.2	10.4*
		≥3	1.05	1.6	2.1	2.8	3.6	4.8	10.4*
2 이상	공용	1	1.05	2.2	4.5	11.0*	11.0*	11.0*	11.0*
		2	1.05	2.0	3.1	11.0	11.0*	11.0*	11.0*
		≥3	1.05	2.0	2.9	6.0	6.0	11.0*	11.0*
	전용	1	1.05	1.8	3.3	8.2*	8.2*	8.2*	8.2*
		2	1.05	1.7	2.4	5.9	5.9	8.2*	8.2*
		≥3	1.05	1.7	2.4	4.6	4.6	6.8	8.2*

* : 현시의 끝에서만 가능한 회전용량(sneakers).

여기서,

G : 비보호 현시에서의 실제 녹색시간(초)

LTC : 주기당 좌회전교통량

(left turns per cycle, $\frac{v_{LT}C}{3600}$ 로서 계산됨)

v_{LT} : 보정된 좌회전 교통류율(vph)

C : 주기(초)

t_L : 현시당 손실시간(초)

② g_q 계산

$$g_q = \frac{v_{olc} \cdot q_{r_o}}{0.5 - \left[\frac{v_{olc}(1 - q_{r_o})}{g_o} \right]} - t_L$$

$$\frac{v_{olc}(1 - q_{r_o})}{g_o} \leq 0.49$$

$$0 \leq g_q \leq g \quad (\text{식 2.15})$$

여기서,

v_{olc} : 주기당 차로당 보정된 대향교통류율

($\frac{v_{LT}C}{3600}$, vplpc)

v_o : 보정된 대향교통류율(vph)

N_o : 대향 차로의 수

q_{r_o} : 대향 대기차량의 비 ($1 - R_{p_o}(\frac{g_o}{C})$)

R_{p_o} : 대향 교통류의 차량균비

g_o : 대향 교통류의 유효녹색시간(초)

③ g_u 계산

$g_u = g - g_q$ ($g_q \geq g_f$ 일 때) 식 (2.16)

$g_u = g - g_f$ ($g_q < g_f$ 일 때) 식 (2.17)

여기서 g 는 대상 비보호좌회전의 유효녹색시간(초)이며 $g_q < g_f$, 즉 첫 번째 좌회전할 차량이 대향 대기행렬이 소멸된 후에 까지 도착하지 않을 때, 유효 보정계수 1.0이 전체 g_f 에 적용되며, 그 후의 계수는 E_{L1} 에 기초한다.

④ P_L (공용차로에서 좌회전의 비율)계산

$$P_L = P_{LT} \left[1 + \frac{(N-1)g}{(f_s g_u + 4.5)} \right] \quad \text{식 (2.18)}$$

$$f_s = \frac{(875 - 0.625 v_o)}{1000} \quad f_s = \geq 0$$

여기서,

- P_{LT} : 차로그룹에서 좌회전의 비율
- N : 차로그룹에서 차로의 수
- f_s : 좌회전 포화계수
(전용 좌회전차로일때는, $P_L = P_{LT} = 1.0$)

⑤ <표 2>에서 E_{L1} (비보호좌회전 직진 환산 계수)의 값을 선택

v_o 와 N_o 를 산정할 때 전용차로를 가진 대향 우회전 및 좌회전은 v_o 와 N_o 에 포함시키지 않는다.

⑥ f_m 계산

$$f_m = \left(\frac{g_f}{g}\right) + \left[\frac{g_q - g_f}{g}\right](0.0) + \left(\frac{g_u}{g}\right) \left[\frac{1}{1 + P_L(E_{L1} - 1)}\right] \quad \text{식 (2.19)}$$

⑦ f_{LT} 계산

$$f_{LT} = \frac{f_m + 0.91(N-1)}{N} \quad \text{식 (2.20)}$$

위에서,

- f_m : 좌회전이 행해지는 차로에만 적용되는 좌회전 보정계수
- f_{LT} : 좌회전이 행해지는 전체 차로 그룹에 적용되는 좌회전 보정계수
- 단일(혹은 이중) 전용 비보호좌회전 차로만 고려할 때는 $f_{LT} = f_m$ 이다.

2) 1994 USHCM의 문제점

첫째, 대향직진 교통의 대기행렬이 소멸될때 까지 비보호좌회전이 차단되는 유효녹색시간의 부분(g_q)을 구하기 위해 아래와 같은 해석적 모형을 제시하고 있으나 현실적인 값을 산출하지 못하고 있다.

$$g_q = \frac{v_{olc} \cdot q_{r_o}}{0.5 - \left[\frac{v_{olc}(1 - q_{r_o})}{g_o}\right]} - t_L$$

예로써, q_{r_o} 가 0.3이고, g_o 가 85, v_{olc} 가 4이하일 때 g_q 가 음(-)의 값을 갖게되므로 모형의 제약 조건에 의해 g_q 의 최소값인 0을 사용하게 되는데, 이는 비현실적인 g_q 값을 산출하게 된다.

둘째, 공용차로에서의 좌회전 비율(P_L)을 계산하는 모형에서도 비현실적인 값이 산출됨을 볼 수 있다. 예로써, g_f 가 g_q 보다 큰 경우($g_f > g_q$)의 $g_u (= g - g_f)$ 식을 P_L 모형에 대입하고 $N=3$, $P_{LT}=0.06$, $v_o=1176$, $g=105.7$ 인 경우의 전체 식을 정리하면 아래와 같다. 이 식을 이용하여 구한 P_L 은 <표 3>과 같으며 이 표에서 보는 바와 같이 LTC (주기당 좌회전교통량)가 증가할수록 P_L 값이 감소하는 비현실적인 점을 발견할 수 있다.

$$\begin{aligned} P_L &= P_{LT} \left[1 + \frac{(N-1)g}{(f_s g_u + 4.5)}\right] \\ &= P_{LT} \left[1 + \frac{(N-1)g}{f_s(g - g_f) + 4.5}\right] \\ &= 0.06 \left[1 + \frac{211.4}{0.14 \times 105.7 - 0.14(0.16 \exp(-0.882LTC^{0.717}) - 3) + 4.5}\right] \\ &= 0.06 \times \left[1 + \frac{211.4}{19.718 - 14.84 \exp(-0.882LTC^{0.717})}\right] \end{aligned}$$

3. R. P. Roess 모형

1994 USHCM의 주요 연구프로젝트 팀인 Roess 등은 1989년 공용 비보호좌회전차로에 대한 연구 최종보고서를 발표하였는데, 이 연구결과^{6,7)}는 USHCM 위원회에 의해 채택되지 않았고, 그 뒤 1992년 여러 회에 걸친 위원회의 워크샵(workshop)을 통해 승인된 모형들이 다시 발표되었다. 이 발표논문⁸⁾은 1989년 Roess 등의 연구결과와 기존의 1985 USHCM의 내용을 부

〈표 3〉 LTC값에 따른 P_L 값의 변화

LTC	P_L (공용차로에서 좌회전의 비율)
0	2.66
1	0.994
2	0.841
3	0.781
4	0.751
5	0.734

〈표 4〉 연구대상 교차로의 특성

행정구역	교차로명	접근방향	접근부차로수	대향차로수	차로폭(m)	주기(sec)	녹색신호(sec)
진주시	진주교대 앞	EB	3	3	3.0	120	86
광주시	서광주우체국 앞	NB	3	3	3.1	138	106

분적으로 수용한 혼합모형으로, 이 때 발표된 모형들 중 g_q 식을 제외한 모형들은 그대로 1994 USHCM에 반영되었다. Roess에 의해 제시된 g_q 모형은 다음과 같다.

$$g_q = 9.532 v_{olc}^{0.560} qr_o^{0.819} - t_L$$

v_{olc} : 주기당 차로당 대향교통류율(vplpc)

qr_o : 대향 대기차량의 비

t_L : 현시당 손실시간(초)

III. 자료수집 및 정리

1. 자료 조사방법

본 연구에서 기본적으로 요구되는 자료는 1994 USHCM에서 제시하고 있는 유효녹색시간의 부분인 g_f 및 g_q 와 공용차로에서 좌회전의 비율(P_L), 진행 및 대향 방향 각 차로의 주기당 교통량 등이다. 이와 같은 자료들을 수집하기 위하여 현장조사를 통해 조사지점을 선정한 후 연구대상 접근부에 각 교차로당 2일간 오전 및 오후 침두 2시간 동안 비디오로 촬영하여 실내에서 이들 자료를 분석하였다.

2. 자료 조사지점

자료수집을 위해 연구대상 교차로로 진주시, 광주시에 위치한 공용차로를 가진 비보호 좌회전 신호교차로가 선정되었다. 연구대상 교차로는 노면경사가 거의 없고, 버스정거장이나 불법주차 등으로 노변마찰이 심하지 않으며, 대향직진과 비보호좌회전 교통량이 일정량 이상 유지되는 지점을 선정하였다. 다음의 〈표 4〉는 연구대상 교차로의 특성을 나타내고 있다.

3. 자료정리

비디오 촬영을 통해 조사된 자료는 실내에서 화면재생을 통해 분석에 필요한 자료로 정리되었다. 자료정리는 진행 및 대향 접근로로 구분하고 각 차로에 기초하여 각 주기마다 실시되었다. 여기에는 주기당 좌회전수, 공용차로를 이용하는 직진차량수, g_f , g_q , 대향직진, 좌회전, 우회전 교통량 등의 자료가 정리되고, 통계분석을 위한 자료로 형성되었으며 통계분석을 위해 SAS 6.12 통계패키지를 이용하였다.

IV. 모형의 개발 및 제안

실제 현장자료에 기초한 모형식을 제시하고 있는 1994 USHCM의 분석방법에 따라 현장자료를 이용하여 국내 비보호좌회전 신호교차로에서의 유효녹색시간의 부분인 g_f 와 g_q 를 산정하는 식을 개발하고, 현실적인 g_u (비보호좌회전이 가능한 유효녹색시간의 부분)와 P_L (공용차로에서 좌회전의 비율)을 산정하여 비보호좌회전 보정계수와 용량을 구하였다. 본 연구에서의 g_f 의 정의는 USHCM의 정의를 보다 구체화하여 공용차로에 첫 번째 좌회전 차량이 정지선에 도착할 때 까지의 유효녹색시간으로 하였다. 이에 따라 적색시간 동안 좌회전차량 이전에 도착해 있던 직진차량이 신호가 녹색으로 바뀔 때 따라 정지선을 통과하는 시간은 g_f 로 계산된다.

g_f 와 g_q 모형은 조사 기간중 대항 교통류 및 비보호좌회전 교통량 등의 현장값이 보다 안정적이며 표준적 기하구조를 가진 진주시 현장자료에 기초하여 개발되었으며 교차로별 차이가 적은 P_L 의 모형은 진주시와 광주시 현장자료를 통합한 자료에 기초하여 개발되었다.

1. 모형의 개발

1) g_f 의 산정

유효녹색시간의 부분인 g_f 는 첫 번째 좌회전할 차량이 정지선에 도착할 때까지의 시간 즉 첫 번째 좌회전할 차량이 정지선에 도착할 때까지의 누적차두시간이며, 어떤 주어진 15분 기간 동안 이 값은 그 기간내에 발생하는 주기에 대해 평균하여 구해진다.

g_f 는 주로 공용차로에서의 차량의 혼합 및 좌회전 교통류율과 관련이 있으며, 그러한 특징들을 묘사하는 여러 가지 설명변수들의 조합을 조사한 결과, 1994 USHCM에서도 언급한 바와

같이 g_f 를 가장 잘 예측하는 변수가 주기당 좌회전교통량(LTC)이라 판단하였다. 이에 따라 진주시 현장자료에 기초하여 LTC와 G(녹색시간)를 독립변수로 하는 비선형회귀식인 다음의 모형 I이 개발되었다. 1994 USHCM이 LTC 3.8까지의 실측치에 기초하였으나 본 연구에서는 LTC 5까지의 실측치에 기초하였다.

(1) 모형 I (국내 현장자료에 의한 모형)

진주시 현장관측에서 녹색신호의 시점에서 공용차로 정지선에 좌회전차량이 도착할 때까지의 시간이 관측되었는데 이를 분석한 결과 아래와 같은 g_f' 산정식($R^2 = 0.94$)이 제안된다.

$$g_f' = G \exp(-0.732LTC^{0.851}) \quad \text{식 (4.1)}$$

$$R^2 = 0.94$$

위의 g_f' 은 주어진 이동류에서 실제 녹색시간(G)의 시점부터의 시간이므로 여기에 출발순실시간(l_1) 2.3초를 감하여 유효녹색시간의 부분인 g_f 가 산정된다.

$$g_f = g_f' - l_1$$

$$g_f = G \exp(-0.732LTC^{0.851}) - l_1 \quad \text{식 (4.2)}$$

(단, $0 \leq g_f \leq g$)

다음의 <표 5>는 제안된 모형 I에 의한 g_f 값과 진주 및 광주시 현장관측에 의한 g_f 값을 비교하여 나타낸 것이다. 모형 I의 광주시 적용에서도 계산치가 실측치에 매우 근사함을 볼 수 있었다.

(2) 모형 II (1994 USHCM 모형)

제안된 모형 I과의 비교분석을 위해 1994 USHCM에서 제시하고 있는 g_f 산정식을 모형 II로 하여 나타내었으며, 아래식에서 t_L 은 출발

〈표 5〉 현장자료와 제안된 모형 I의 비교

LTC	모형 I에 의한 값		실 측치	
	진주시	광주시	진주시	광주시
0	83.7	103.7	83.4	103.4
1	39.1	48.7	38.8	50.2
2	20.7	26.0	20.8	28.0
3	11.0	14.1	11.7	13.3
4	5.6	7.5	5.3	8.0
5	2.5	3.6	1.9	2.1
평균오차	0.48	1.38		

손실시간(t_1)과 소거손실시간(t_2)을 합한 현시당 총손실시간을 나타낸다.

$$g_f = G \exp(-0.882LTC^{0.717}) - t_L \quad \text{식 (4.3)}$$

다음의 〈표 6〉은 USHCM에서 제시하는 t_L 의 기준값인 3초를 적용하여 모형 II에 의한 g_f 값과 진주 및 광주시 현장관측에 의한 g_f 값을 비교하고 있다.

〈표 6〉 현장자료와 모형 II의 비교

LTC	모형 II에 의한 값		실 측치	
	진주시	광주시	진주시	광주시
0	83.0	103.0	83.4	103.4
1	32.6	40.9	38.8	50.2
2	17.2	21.9	20.8	28.0
3	9.4	12.2	11.7	13.3
4	4.9	6.8	5.3	8.0
5	2.2	3.5	1.9	2.1
평균오차*	3.38	5.07		

주) * : 평균오차 = $\sqrt{\frac{\sum (X_{act} - X_{pred})^2}{(n-1)}}$

X_{act} : 대상변수의 현장실제값

X_{pred} : 예측된 값

다음의 〈그림 3〉과 〈그림 4〉는 앞서 제시된 모형 I과 모형 II에 의한 g_f 값과 진주 및 광주시 현장자료 값을 각각 도식화하여 나타낸 것이다.

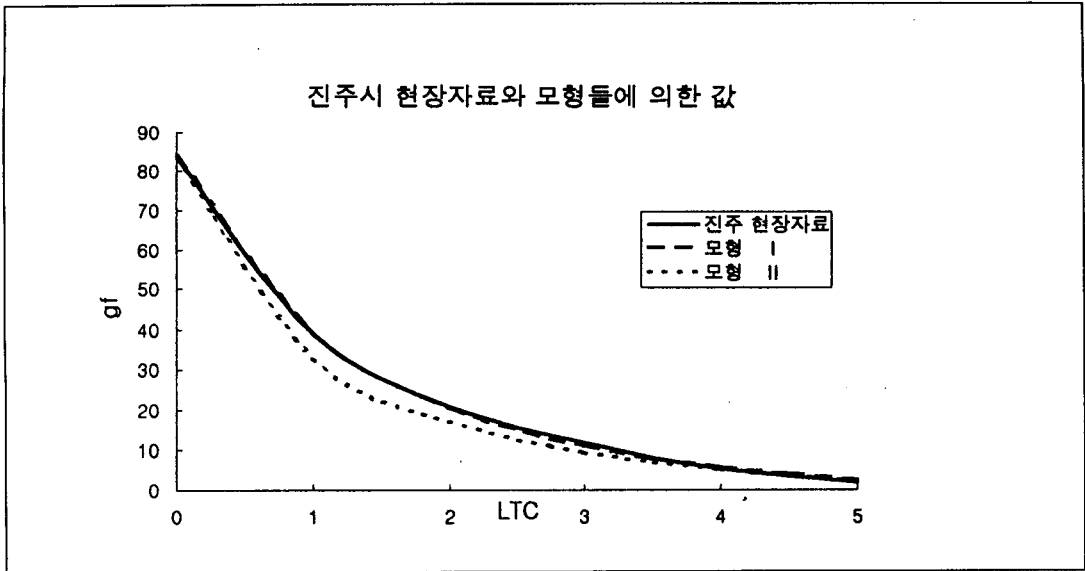
(3) 모형들간의 비교

위의 분석결과에 의하면 1994 USHCM의 g_f 모형이 국내 현장자료에 의한 모형보다 g_f 값을 낮게 추정하는 것으로 나타났다. 따라서 1994

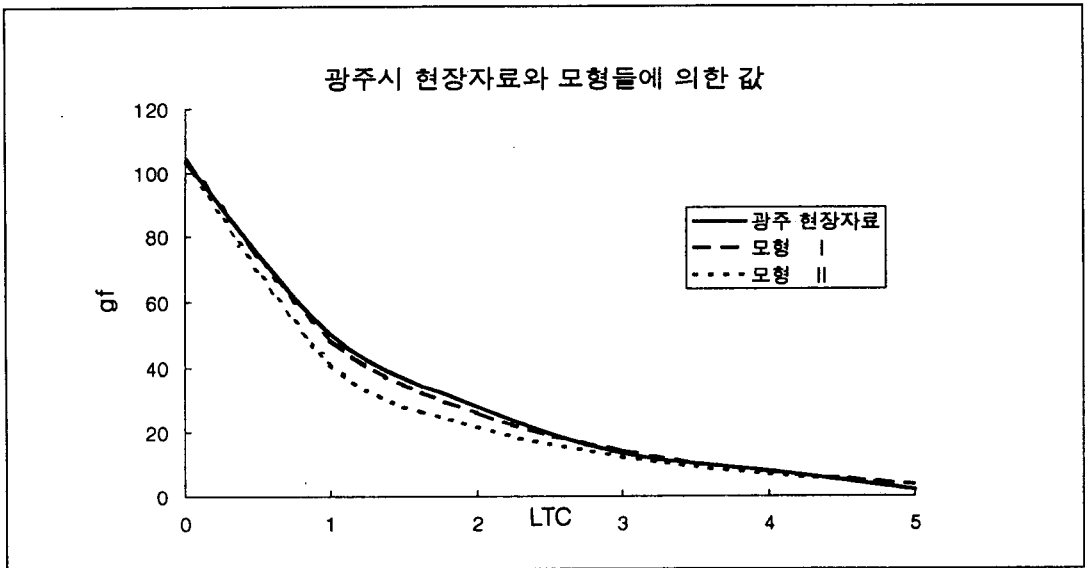
USHCM 모형의 f_m 식에서 $\frac{g_f}{g}$ 항이 낮게 추정되고, 그로 인하여 f_m (비보호좌회전 보정계수)이 낮게 산정되는 결과를 초래한다.

2) g_q 의 산정

비보호좌회전 접근로로부터 대상접근로에 대해 좌회전이 차단되는 부분(g_q)은 대향접근로에 대한 차두시간을 조사함으로써 얻어지는데 이 값은 대



〈그림 3〉 진주시 현장자료와 모형들간의 비교



〈그림 4〉 광주시 현장자료와 모형들간의 비교

향대기행렬이 소멸될 때 까지의 시간이다. 각각의 주기동안 대향대기행렬에서 마지막차량을 찾기 위해서, 즉 마지막차량이 소멸될 때 까지의 누적차두시간을 얻기위해서 대향접근로의 모든 차로들이 조사되었다. 모든 대향차로들에 대한 최대값이

대상접근로의 g_q 가 되며 그 값은 15분 분석기간 동안 모든 주기에 대해 평균하여 구해졌다.

g_q 값은 대향대기행렬의 크기에 의존하는데 이것은 매우 복잡한 변수로서 대향방향의 연동 상태에 크게 좌우된다. 만일 연동상태가 좋으면,

적은 대향대기행렬이 생길것이고 g_q 값도 적을 것이다. 만일 연동상태가 나쁘면, 대향대기행렬이 클것이고 g_q 값도 클 것이다. 대향교통류율 또한 g_q 값에 영향을 미친다.

g_q 를 예측하는데 이용할 잠재적 독립변수들을 고찰해볼 때 가장 영향이 큰 두가지 변수로서, R. P. Roess 등의 연구결과⁷⁾에서 발표된 바와 같이 USHCM의 해석적 모형을 구성하고 있는 주기당 차로당 대향교통류율(v_{olc})과 대향대기행렬에서 발생하는 대향대기행렬의 비(qr_o)인 것으로 판단되었다. 이 두가지 설명변수를 사용해 g_q 를 추정하기 위해 국내 현장자료로부터의 회귀모형인 다음의 모형 I 을 개발하였으며, 모형들간의 비교를 위해 Roess와 USHCM모형을 각각 모형 II와 모형 III으로 하여 비교하였다.

(1) 모형 I (현장자료에 의한 모형)

진주시 현장자료에 기초하여 대향대기행렬이 완전히 소멸될 때 까지의 시간을 나타내는 g_q' 산정식($R^2=0.83$)이 설정되었으며 여기에 출발손실 시간(t_l)을 감한 유효녹색시간의 부분을, g_q 의 산정을 위한 아래의 식이 제안된다. 다음의 <표 7>은 qr_o 와 v_{olc} 의 값에 따른 모형 I에 의한 g_q 값을 나타내고 있다.

$$g_q' = 2.831 v_{olc}^{0.946} qr_o^{0.170} \quad \text{식 (4.4)}$$

$$R^2 = 0.83$$

$$g_q = g_q' - t_l$$

$$g_q = 2.831 v_{olc}^{0.946} qr_o^{0.170} - t_l \quad \text{식 (4.5)}$$

(단, $0 \leq g_q \leq g$)

모형 I의 적합성을 판단하기 위해 모형 I에 의한 g_q 값과 진주 및 광주시 현장관측에

<표 7> 모형 I에 의한 g_q 값

$v_{olc} \backslash qr_o$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6
0	0	0	0	0	0	0
4	4.8	5.7	6.3	6.7	7.0	7.3
8	11.4	13.1	14.2	15.0	15.7	16.3
12	17.8	20.3	21.9	23.1	24.1	24.9
16	24.1	27.4	29.5	31.1	32.4	33.5
20	30.3	34.3	36.9	38.9	40.5	41.9

의한 g_q 값을 다음의 <그림 5>, <그림 6>과 같이 도식화하였다. 진주시의 현장자료에 기초한 모형 I의 광주시의 적용에서 $qr_o=0.3$ 에서는 v_{olc} 가 큰 값일 때 실측치와 다소 차이가 있으나 $qr_o=0.2$ 에서 매우 근접한 값을 보이고 있다.

(2) 모형 II

아래의 식은 미국의 비보호좌회전 신호교차로를 연구대상으로 하여, R. P. Roess 등에 의해 개발된 모형이며, <표 8>은 모형 II에 의한 g_q 값을 나타낸 것이다.

$$g_q = 9.532 v_{olc}^{0.560} qr_o^{0.819} - t_l \quad \text{식 (4.6)}$$

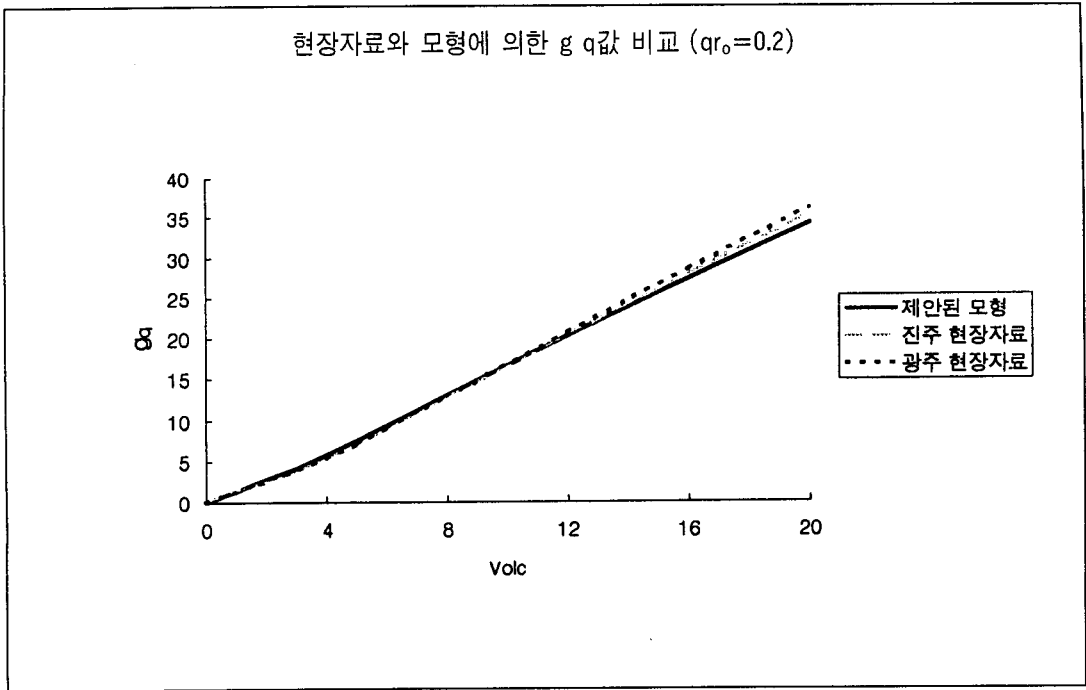
($0 \leq g_q \leq g$)

(3) 모형 III

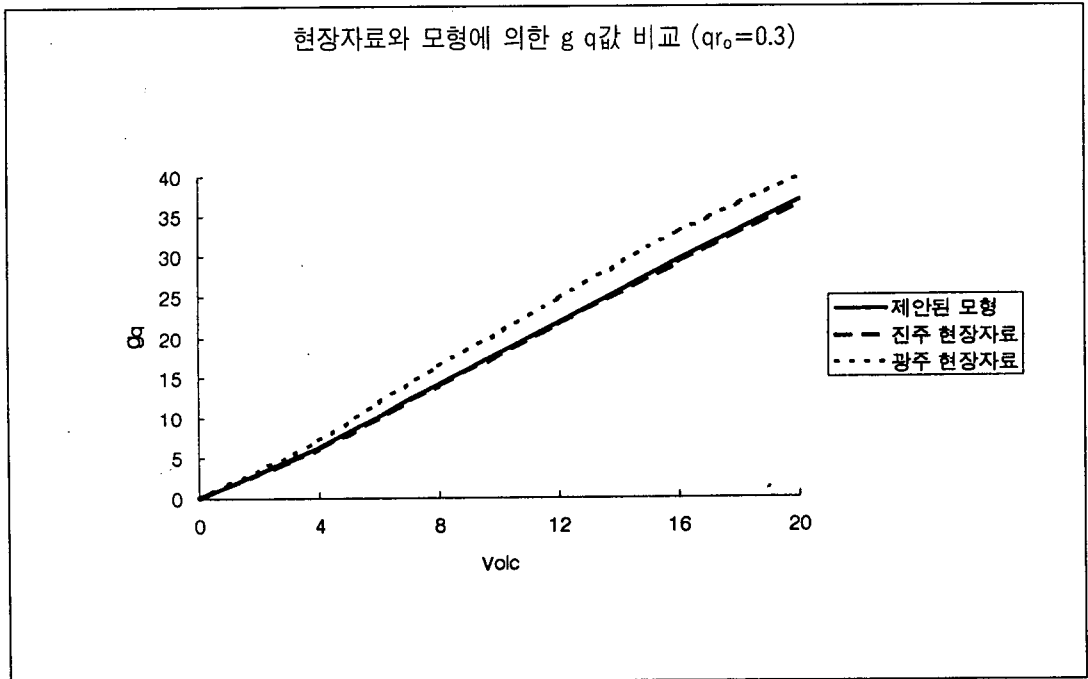
아래 식은 1994 USHCM에 제시된 g_q 의 모형이며, 다음의 <표 9>는 모형 III에 의한 g_q 값을 나타낸 것이다.

$$g_q = \frac{v_{olc} \cdot qr_o}{0.5 - \left[\frac{v_{olc} (1 - qr_o)}{g_o} \right]} - t_l \quad \text{식 (4.7)}$$

($0 \leq g_q \leq g$)



〈그림 5〉 제안된 모형과 국내 현장자료와의 비교 ($qr_o=0.2$ 일때)



〈그림 6〉 제안된 모형과 국내 현장자료와의 비교 ($qr_o=0.3$ 일때)

〈표 8〉 모형 II에 의한 g_q 값

$v_{olc} \backslash q_{r0}$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6
0	0	0	0	0	0	0
4	0.1	2.5	4.7	6.8	8.7	10.6
8	1.6	5.2	8.4	11.4	14.3	17.1
12	2.8	7.3	11.3	15.1	18.7	22.2
16	3.8	9.1	13.8	18.3	22.5	26.6
20	4.7	10.7	16.0	21.1	25.9	30.6

〈표 9〉 모형 III에 의한 g_q 값

$v_{olc} \backslash q_{r0}$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6
0	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0.4	0.2	2.0
8	0	0.8	2.5	4.2	5.8	7.4
12	0.2	3.2	6.0	8.5	11.0	13.2
16	1.8	6.1	10.0	13.5	16.7	19.6
20	3.9	9.8	14.8	19.2	23.1	26.5

〈표 10〉 국내 현장자료와 모형들간의 비교(P_L)

LTC	현장자료	제안된 P_L 모형	1994 USHCM*
0	0	0	2.66
1	0.137	0.105	0.994
2	0.206	0.208	0.841
3	0.272	0.31	0.781
4	0.434	0.411	0.751
5	0.519	0.512	0.734

주) * : g 가 105.7, P_{LT} 가 0.06, v_0 가 1176일때의 LTC에 의한 값

(4) 모형들간의 비교

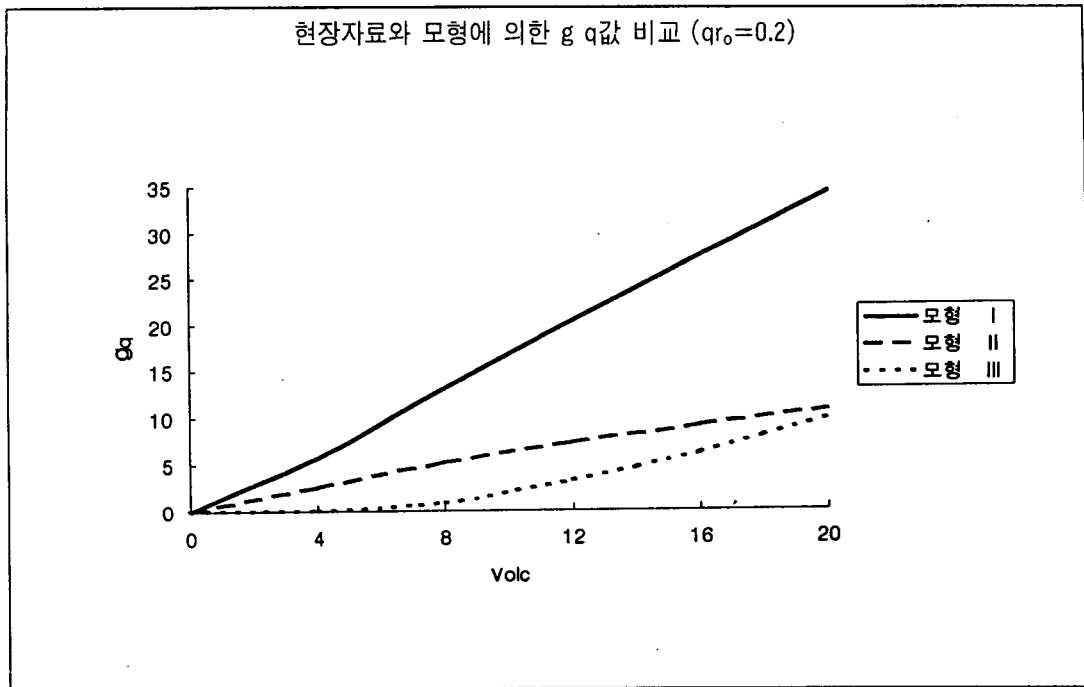
국내 현장자료에 기초한 모형(모형 I)과 타 모형들과의 비교를 위해 q_{r0} 를 0.2, 0.3, 0.4로 가정할 때 각 모형들에 의해 예측되는 g_q 값과 v_{olc} 와의 관계는 다음의 〈그림 7〉~〈그림 9〉와 같다.

모형 I과 모형 II, III간에는 상당한 차이가 있으며 q_{r0} 의 값이 적을수록, v_{olc} 의 값이 클수록 그 차이는 더욱 크다.

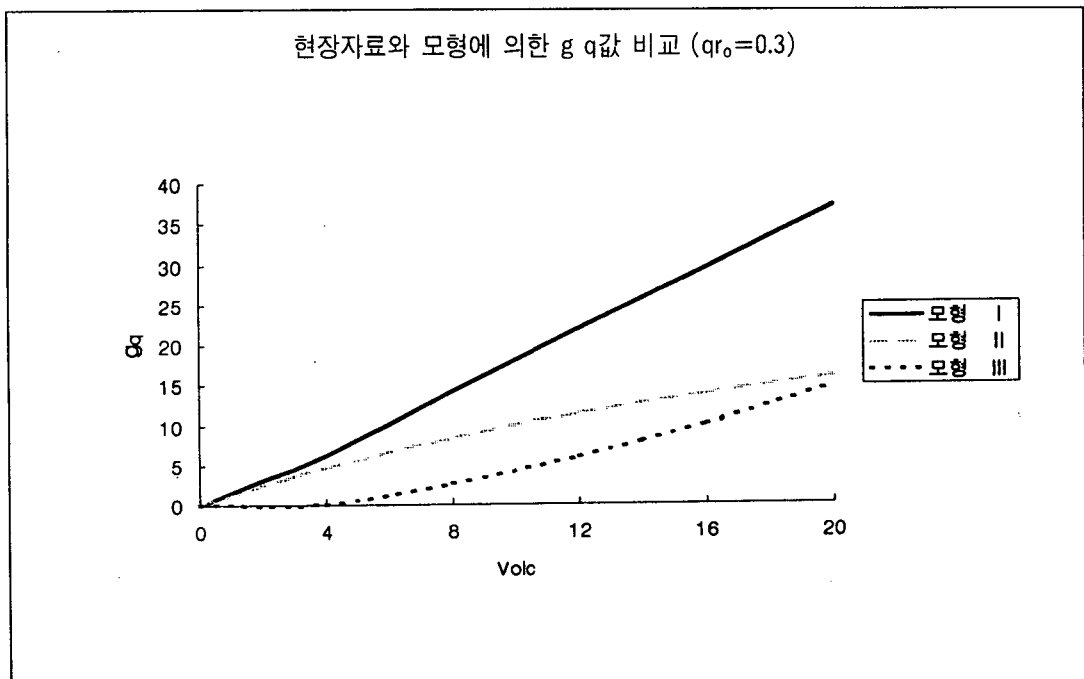
국내 현장조사에서 주로 관측된 q_{r0} 값이 0.2와 0.3의 경우 본 연구에서 제안된 모형에 의해 추정된 g_q 값이 국내의 실측치에 매우 근사하므로 모형 II와 III은 g_q 값을 과소평가하는 것으로 판단된다.

3) P_L 의 산정

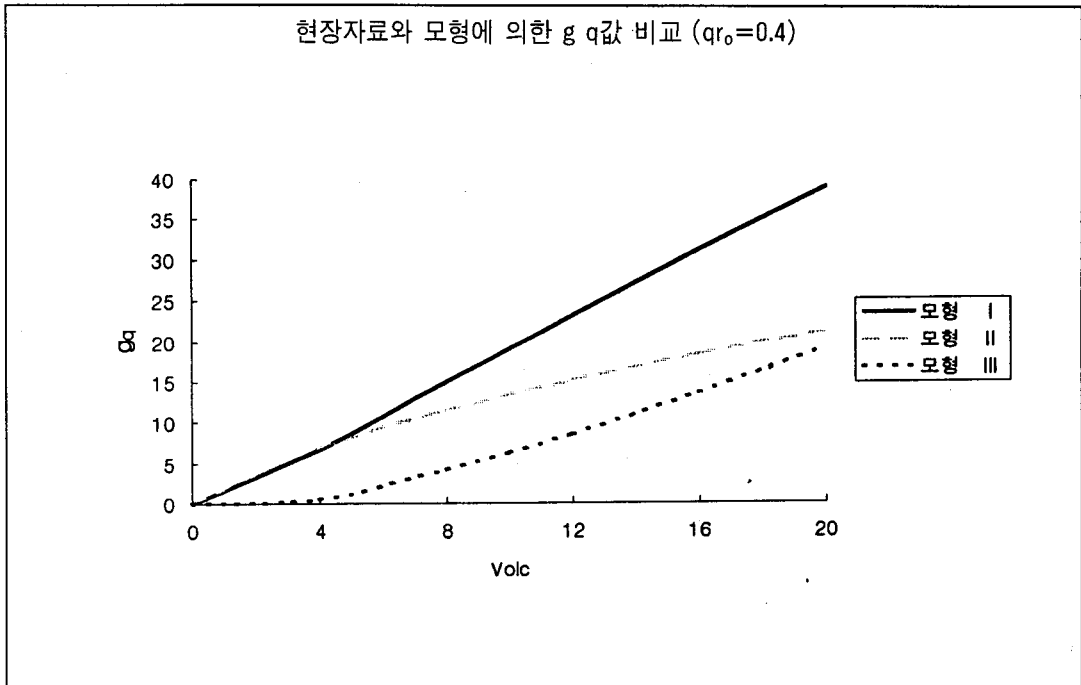
앞서 1994 USHCM의 P_L 모형이 LTC가 증가할수록 P_L 값이 감소하는 비현실적인 모형의 구



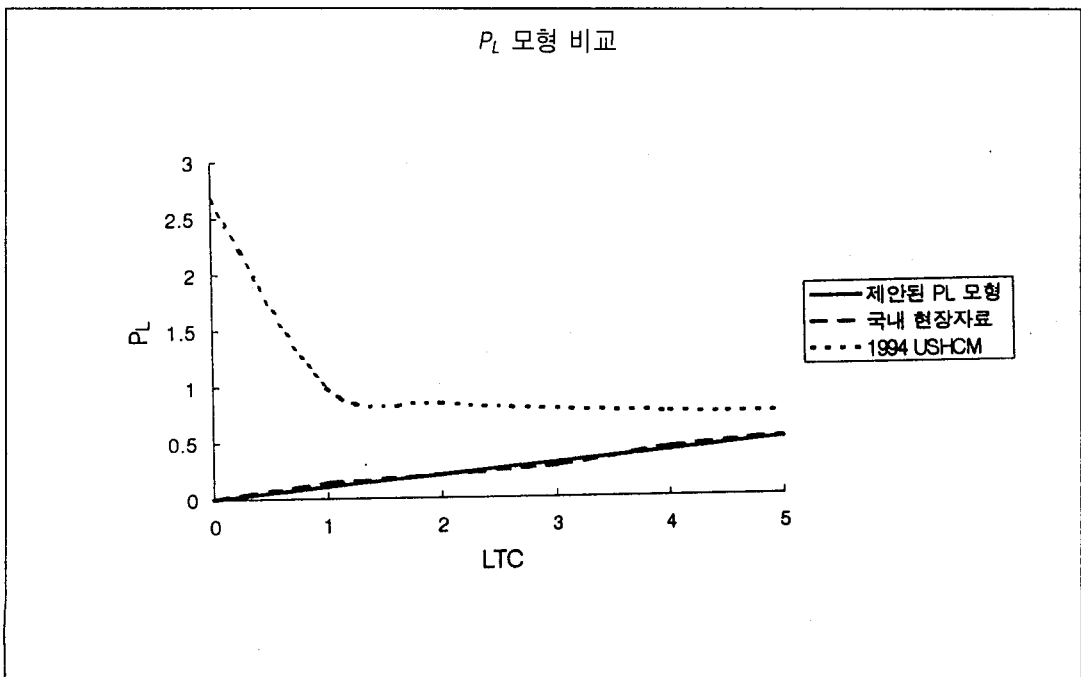
〈그림 7〉 q_{r0} 가 0.2일때 모형들간의 비교



〈그림 8〉 q_{r0} 가 0.3일때 모형들간의 비교



〈그림 9〉 q_0 가 0.4일 때 모형들간의 비교



〈그림 10〉 국내 현장자료와 모형들간의 비교

조를 가지므로 현실적인 모형의 구축을 위해 USHCM의 모형에 사용된 LTC, g_q, P_L, g 등의 관련변수들을 국내 현장자료에 기초하여 분석한 결과 P_L 은 절대적으로 LTC의 영향을 받는 것으로 나타나, LTC를 독립변수로 하여 P_L 추정을 위한 단순화된 비선형회귀식이 개발되었다.

서 현실적인 값을 얻을 수 있었다.

$$P_L = 0.105 LTC^{0.985} \quad \text{식 (4.8)}$$

$$R^2 = 0.91$$

(1) P_L 모형의 제안

2. 모형 및 산정과정의 제안

아래 식은 국내 현장자료에 기초한 LTC를 독립변수로 한 P_L 산정식($R^2=0.91$)을 나타낸 것이며, 다음의 <표 10>과 <그림 10>은 제안된 P_L 모형과 USHCM모형을 현장관측 자료와 비교하여 나타낸 것이다. 본 연구에서 제안된 모형에

1) 다차로 접근로의 비보호좌회전 보정계수

신호주기에서 신호시간의 구성요소를 아래의 <그림 11>과 같이 나타내고, 비보호좌회전으로 운용되는 다차로 접근로의 신호교차로에서 비보호좌회전 보정계수를 계산하기 위해 다음의 <그림 12>와 같은 산정식들과 과정을 제안한다.

G		Y	
l_1	g	l_2	
g_q		g_u	
g_f			

($g_q \geq g_f$ 일 때)

G		Y	
l_1	g	l_2	
g_f		g_u	
g_q			

($g_q < g_f$ 일 때)

<그림 11> 신호시간의 구성요소

여기에서 g_u 를 계산하기 위해 g 에서 g_q 혹은 g_f 를 감한 후 황색시간의 마지막 부분인 소거손실시간(l_2)을 감하는 현실적인 g_u 산정식을 제시하고 있다.

각각 4.3, 4.6, 6.0초를 사용하고 좌회전 차량의 평균최소차두시간으로는 2.6초를 사용하여 추정된 비보호좌회전 포화교통류율은 <표 11>과 같으며, <그림 13>은 추정된 값들을 도식화 한 것이다.

2) 비보호좌회전의 포화교통류율

비보호좌회전의 포화교통류율은 국내 현장자료에 기초한 연구결과⁹⁾를 적용하여, 대향차로수가 2, 3차로인 접근로의 비보호좌회전 포화교통류율 추정을 위해서는 Drew모형 식 (4.9)가 사용되었으며 대향차로수가 1차로인 접근로의 포화교통류율은 도표를 이용하였다. 대향차로수에 따른 임계수락간격은 편도 1, 2, 3차로에 대해

$$S_{LT} = Q_o \cdot \frac{\exp(-q_o \cdot \tau)}{1 - \exp(-q_o \cdot h_1)} \quad \text{식 (4.9)}$$

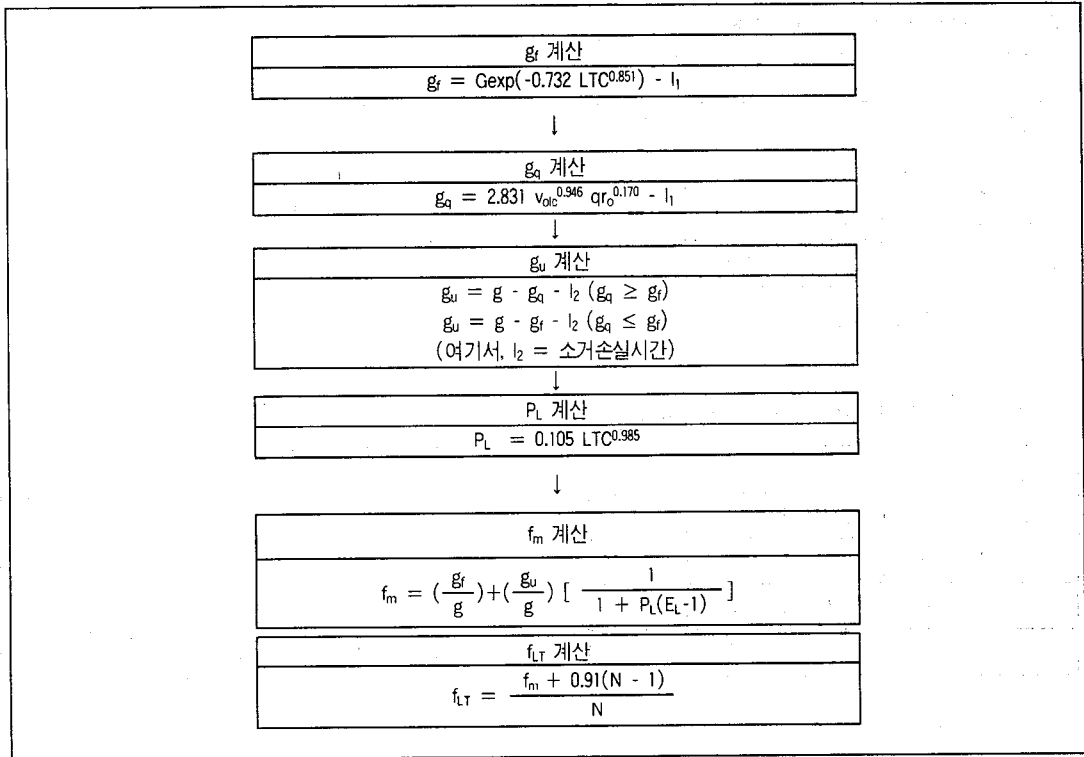
여기서,

Q_o : 대향 교통류율(vph)

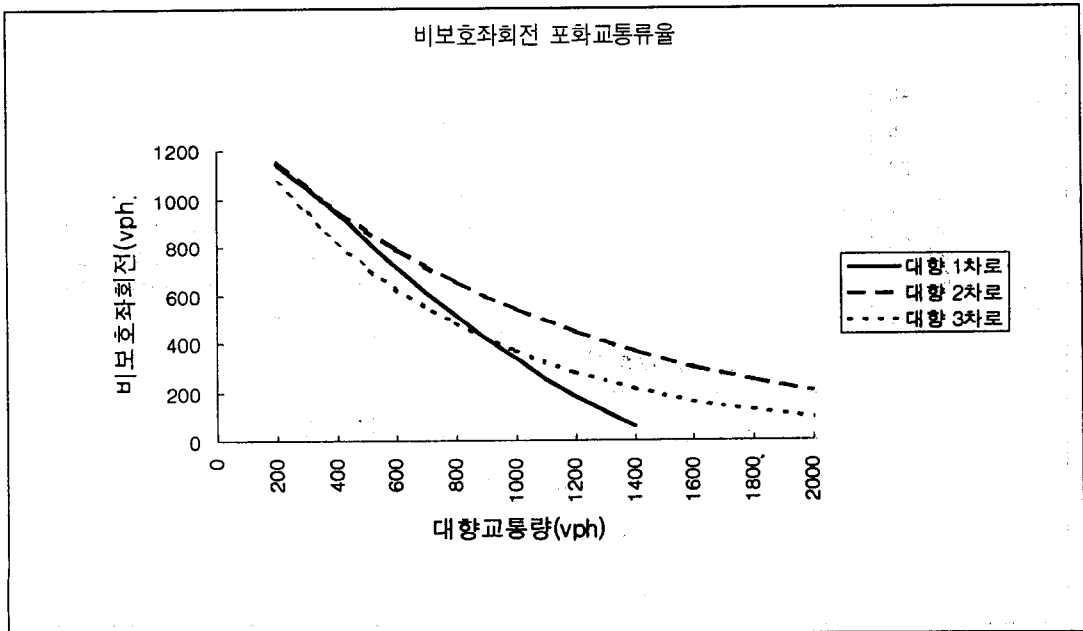
q_o : 대향 교통류율(대/초)

τ : 임계수락간격(초)

h_1 : 좌회전차량의 평균 최소차두시간(초)



<그림 12> 비보호좌회전 보정계수 산정과정



<그림 13> 비보호좌회전 포화교통류율 추정치

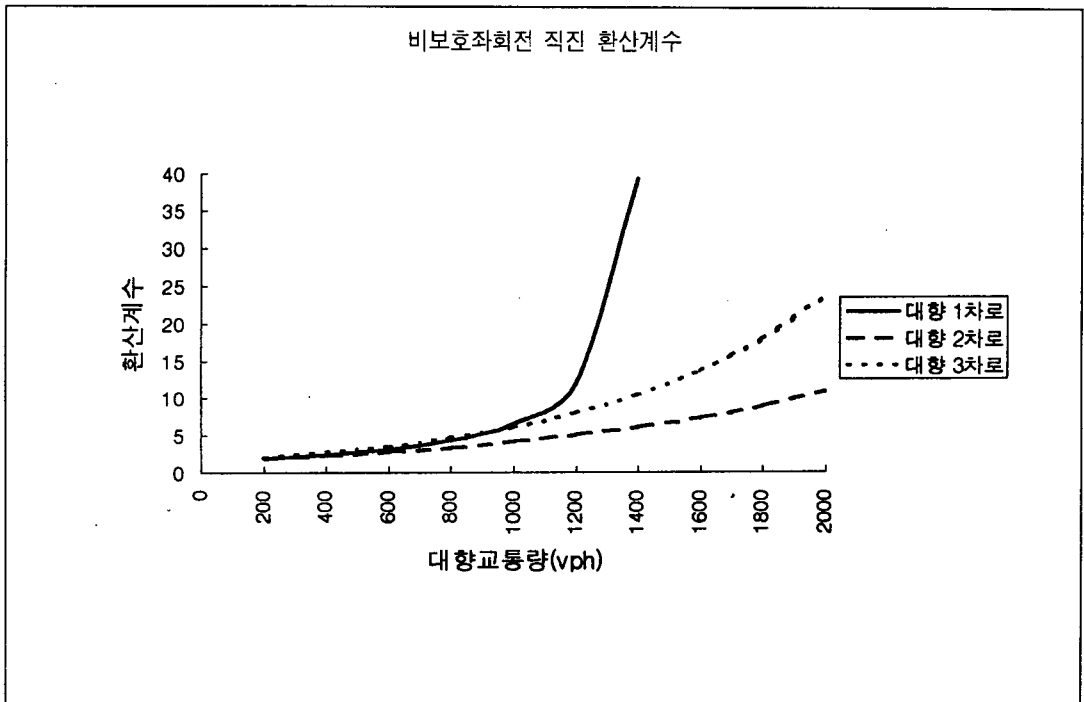
<표 11> 비보호좌회전 포화교통류율(S_{LT})

대향	대향 교통량(V_o)									
	200	400	600	800	1,000	1,200	1,400	1,600	1,800	2,000
1*	1,140	944	715	512	336	181	56	-	-	-
2	1,152	956	793	656	542	447	368	302	248	203
3	1,066	819	628	481	367	280	213	162	123	93

주) *:참고문헌 9)의 도표로부터 구한 값

<표 12> 비보호좌회전 차량의 직진 환산계수(E_L)

대향	대향 교통량(V_o)									
	200	400	600	800	1,000	1,200	1,400	1,600	1,800	2,000
1	1.9	2.3	3.1	4.3	6.6	12.2	39.3	-	-	-
2	1.9	2.3	2.8	3.4	4.1	4.9	6.0	7.3	8.9	10.8
3	2.1	2.7	3.5	4.6	6.0	7.9	10.3	13.6	17.9	23.7



<그림 14> 비보호좌회전 직진 환산계수(E_L)

3) 비보호좌회전 차량의 직진환산계수

비보호좌회전 차량의 직진환산계수는 이상적인 도로 및 교통조건에서의 직진 포화교통류율 대 비보호좌회전 포화교통류율의 비로서 1992년 한국 HCM에서 제시한 직진 포화교통류율 2,200(대/시)를 <표 11>의 비보호좌회전 포화교통류율로 나눈 식 (4.10)에 의해 산출되었으며 대향 차로수 및 대향 교통량에 따른 비보호좌회전 차량의 직진환산계수는 <표 12>와 같으며, 도식화 하여 나타내면 <그림 14>와 같다.

$$E_L = \frac{2200}{S_{LT}} \quad \text{식 (4.10)}$$

4) 비보호좌회전 용량(C_{LT})

비보호좌회전의 용량산정 식은 비보호좌회전 포화교통류율(S_{LT})에 주기당 이용가능한 유효녹색시간의 부분(g_u/C)을 곱한 값으로 나타낼 수 있는데, S_{LT} 는 국내 현장자료에 기초하여 제시된 모형 식 (4.9)에 의해 구할 수 있고, g_u 값은 비보호좌회전 보정계수를 구하는 과정에서 얻을 수 있다. 비보호좌회전 용량을 C_{LT} 라 할 때 그 식은 아래와 같이 나타낼 수 있다.

$$C_{LT} = S_{LT} \times g_u / C \quad \text{식 (4.11)}$$

V. 결론

본 연구는 우리 나라의 도로용량편람과 1994 USHCM의 비보호좌회전 분석방법 등을 고찰하고 보다 실제적인 USHCM의 비보호좌회전 분석방법에 의해 우리 나라의 광주시, 진주시 소재의 비보호좌회전 현시로 운용되는 신호교차로를 오전 및 오후 첨두시에 8mm 비디오 카메라로 촬영하여 신호교차로에서 비보호로 좌회

전 하는 운전자의 행태를 나타낼 수 있는 모형을 정립한 후, 이에 기초하여 국내 실정에 맞은 현실을 잘 묘사할수 있는 비보호좌회전 보정계수 및 용량산정을 위한 모형을 제시하였다.

본 연구결과를 요약하면 다음과 같다.

첫째, 국내의 현장자료에 기초한 g_f 모형이 개발되었으며 1994 USHCM의 g_f 모형이 국내 현장자료에 기초한 모형 보다 g_f 값을 낮게 추정하는 것으로 나타났다.

둘째, 국내에서의 현실적인 g_q 값을 추정할 수 있는 모형이 개발되었으며 1994 USHCM의 모형은 g_q 값을 실제값보다 상당히 낮게 추정하는 것으로 나타났다.

셋째, 1994 USHCM의 P_L 모형이 LTC가 증가할수록 P_L 값이 감소하는 비현실적인 모형의 구조를 가지므로 현실적인 모형의 구축을 위해 국내 현장자료에 기초하여 LTC를 변수로 한 단순화된 P_L 산정식이 개발되었다.

넷째, 대향교통류의 대기행렬이 소멸된 후 좌회전이 대향교통류를 통해 통과할수 있는 유효녹색시간의 부분(비보호좌회전이 가능한 시간)인 g_u 를 산정하여 비보호좌회전 포화교통류율(S_{LT})에 g_u/C 를 곱한 비보호좌회전 용량산정식이 제안되었다.

감사의 말

본 논문은 경상대학교 부속 생산기술연구소의 지원에 의한 것임을 밝히며, 동 연구소에 감사드립니다.

참고문헌

1. 도철웅, 1994, 비보호좌회전의 간격수락과 용량 및 보정계수에 관한 연구, 대한토목학회 논문집, 제4권 6호.

2. 건설부, 1992, 도로용량편람, 대한교통학회.
3. 건설부, 1992, 도로용량편람 연구조사(제 2·3단계) 제 3단계 최종보고서, 교통개발연구원 · 한국건설기술연구원.
4. TRB, 1994, Highway Capacity Manual, Special Report 209.
5. TRB, 1985, Highway Capacity Manual, Special Report 209.
6. R. P. Roess and H. Levinson, 1989, Levels of Service in Shared-Permissive Left-Turn Lane Groups, Polytechnic University.
7. R. P. Roess and V. Papayannoulis, 1990, Modelling the Left-Turn Adjustment Factor for Permitted Left Turns Made from Shared Lane Groups, TRR 1287.
8. Elena Shenk Prassas and Roger P. Roess, 1993, Left-turn Adjustment for Permitted Turns from Shared Lane Groups: Another Look, TRR 1398.
9. Kim, Kyung Whan, 1992, Estimation of Unprotected Left-Turn Saturation Flows, International Conference on National Transportation Polices, Korea Transportation Research Society.
10. William R. Mcshane and Roger P. Roess, 1990, Traffic Engineering, Prentice Hall.