

■ 論 文 ■

# 비신호 교차로의 중차량 용량 보정계수에 관한 연구

Adjustment Factor for Heavy Vehicles in Estimating Capacity  
at Unsignalized Intersections

**이 용 재**

(중앙대학교 도시공학과 교수)

**김 석 근**

(중앙대학교 도시공학과 석사과정)

## 목 차

- I. 서론
- II. 비신호교차로의 용량 산정모형식
- III. 중차량 용량 보정계수의 도출
- IV. 모형의 타당성 검증
- V. 결론
- 참고문헌

Key Words : 비신호 교차로, 용량, 중차량, 용량보정계수, 비동질성

## 요 약

본 연구는 중차량이 혼재하고 있는 비신호 교차로(혹은 로타리형 교차로)에서 용량분석을 실시하는 경우 중차량에 대한 용량 보정계수의 도출에 관한 것이다. 1997년과 2000년도 미국도로용량편람(Highway Capacity Manual)의 비신호 교차로의 용량분석방법에 의하면 이 경우 기초 임계간격(Base Critical Gap)과 기초 추종시간(Base Follow-up Time)에 각각 보정을 하여 실제 임계간격과 실제 추종시간을 산출한 뒤에 이를 이용하여 잠재용량(Potential Capacity)을 산출하도록 되어 있다. 그러나, 미국도로용량편람에서 제시된 이 방법을 사용하는 경우 다양한 종류의 중차량에 대한 용량보정이 매우 임의적으로 처리될 뿐만 아니라 그 부정확성으로 인하여 실제 비신호 교차로의 운영분석 및 설계를 담당하는 실무자들에게 많은 어려움을 주게 된다.

따라서 본 연구는 비신호 교차로에 대하여 미국도로용량편람에서 채택하고 있는 접근방법을 개선하여 보다 손쉬운 방법으로 용량을 보정할 수 있는 간단한 보정계수의 산정 공식을 제공하여 이 분야의 발전에 도움을 주고자 한다. 본 연구에서 제시하고 있는 중차량 용량 보정식은 비신호 교차로에 대한 미국도로용량편람의 제시된 공식과는 달리 일반 고속도로의 용량분석시에 사용되는 중차량 보정식과 유사한 형태의 것으로 유도가 되며 이 보정식의 도출과정에서 새로운 개념의 승용차 환산계수(PCU)의 산정식이 소개된다.

\* 본 논문은 중앙대학교 1999학년도 연구기자재 구입지원 프로그램의 도움을 받아 수행한 결과물임.

### 1. 서론

최근 간격수락(Gap Acceptance)을 이용한 이론식들이 용량과 지체의 분석뿐만 아니라 도로의 안전설계에까지 광범위하게 사용되고 있다. 간격수락이란 부도로(혹은 통행우선순위가 낮은) 차량이 주도로(혹은 통행우선순위가 높은) 차량의 흐름사이를 안전하게 통과할 수 있는 주도로 차량간의 시간(혹은 거리)간격을 의미하며 각종 교통시설과 관련된 차량 흐름의 운행분석과 설계에 필수적인 요소(Parameter)중의 하나이다.

예를 들면, 1985년부터 가장 최근인 2000년도까지 미국도로용량편람에서는 비신호 교차로의 용량과 지체의 분석에 간격수락이론을 기초로 한 용량산정공식을 채택하여 사용하여 왔다. 참고로 미국도로용량편람에서 제시하고 있는 TWSC(Two-way Stop-Controlled)방식의 비신호 교차로의 용량분석 과정을 간단히 소개하면 다음과 같다.

- 1) 상충교통류의 통행우선순위의 결정
- 2) 각 방향에서 필요로 하는 실제(임계간격과 추종시간)의 간격크기의 결정
- 3) 주어진 간격크기를 이용한 교차로의 (잠재)용량의 결정
- 4) 기타 교통 및 도로조건을 고려한 계산된 용량의 보정

상기의 용량산정을 위한 진행에서 가장 중요한 과정은 실제의 임계간격과 추종시간의 크기를 결정하는 단계로 보여 진다. 임계간격(Critical Gap)이란 부도로 차량이 교차로로 안전하게 진입하기 위해 허락되는 주도로 차량흐름의 최소 시간간격으로서 정의된다. 추종시간(Follow-up Time)은 부도로에서 대기하고 있는 차량간의 시간간격을 의미하며 일반적으로 주도로로 진입하기 위한 부도로의 차량이 최소 2대 이상 지속적으로 대기행렬을 이룰 때에 관측된다. 참고로 1997년도 미국도로용량편람에서 제시하고 있는 실제의 임계간격과 추종시간의 크기를 결정하는 수식은 식(1)과 같다.

$$t_c = t_c^0 + t_c^{HV} P_{HV} + t_c^G G - t_c^T - t_3^{LT} \quad (1)$$

또한,

$$t_f = t_f^0 + t_f^{HV} P_{HV} \quad (2)$$

여기에서,

- $t_c$  : 실제 임계간격
- $t_c^0$  : 기초 임계간격
- $t_c^{HV}$  : 중차량에 대한 보정계수
- $P_{HV}$  : 부도로 중차량의 비율
- $t_c^G$  : 경사에 대한 보정계수
- $G$  : 경사도(%)를 100으로 나눈 값
- $t_c^T$  : 두 단계 교차로에 대한 간격수락과정의 각 부분에 대한 보정계수
- $t_3^{LT}$  : 교차로의 기하구조에 대한 보정
- $t_f$  : 실제추종시간
- $t_f^0$  : 기초 추종시간
- $t_f^{HV}$  : 추종시간의 중차량 보정계수

실제 임계간격과 추종시간이 결정되면 이를 이용하여 교차로의 잠재용량(Potential capacity)을 식(3)에 의해서 산출한다.

$$c_{p,x} = \nu_{c,x} \frac{\exp(-\nu_{c,x} t_c / 3,600)}{1 - \exp(-\nu_{c,x} t_f / 3,600)} \quad (3)$$

여기서,

- $c_{p,x}$  : 부도로  $x$  교통류의 잠재용량(대/시)
- $\nu_{c,x}$  : 주도로  $x$  교통류에 대한 상충교통류율(대/시)
- $t_c$  : 실제 임계간격(초)
- $t_f$  : 실제 추종시간(초)

다른 통행 저항효과가 존재한다면, 다시 말하면, 통행우선권이 더 높은 차량의 존재, 보행자의 횡단, 공유 차로, 상류의 교통신호등에 의해 발생하는 상충교통류가 있다면 상기의 공식에 의하여 계산된 잠재용량은 다시 제시된 HCM의 과정에 따라서 적절히 보정하게 된다.

일반적으로 (비신호)교차로에서 용량의 변화는 기본 용량모형에서 전제로 하고 있는 비현실적인 몇 가지의 가정에서 기인하고 있다. 예를 들면, 비신호 교차로의 용량분석에서는 부도로의 차량(혹은 운전자)의 형태는 모두 (승용차로) 동일하고 각 차량의 간격수락의 행태도 일관되어 있다는 가정에서 출발하고 있다. 이러한 모형의 비현실적인 가정들은 모형의 이론적인 정립에는 많은 도움을 줄 수 있으나 실제 사용에는 다시금 이를 보정해야 하는 어려움이 따르게 된다. 용량은 통상 이용 차량의 종류, 시설의 지형조

건과 설계조건에 의해 영향을 많이 받는다. 예를 들면, 중량 트럭의 혼합율, 차로의 수, 차로의 폭, 설계 속도, 대기공간의 유효성, 시거, 그리고 주변 환경 등은 용량분석에 있어서 특히 중요한 변수들이다.

그러나, 용량분석에서, 특히 비신호 교차로의 용량을 산정하는 데에 있어서, 이러한 요소들의 용량에 대한 변화를 결정(예측)하는 것이 매우 어렵다. 97 HCM 부터는 비신호 교차로의 용량 추정에 있어서 방법이 다소 개선되었지만, 채택된 모형의 용량에 대한 추정치와 실제시간의 차이는 여전히 존재하며 이를 감소시키는 방안이 지속적으로 연구되고 있다. 특히 중차량이 혼재하는 경우의 비신호 교차로의 용량분석에서 이에 대한 영향을 정확히 산출하기 위한 노력은 있었지만 이를 실용화하는 단계까지는 아직 어려움이 존재하고 있다.

이러한 연구의 배경을 이해하여 본 논문에서는 지금까지 문헌에 제시된 비신호 교차로의 용량모형을 간단히 검토하고 차량의 형태가 승용차만이 아닌 다른 형태가 존재할 때의 비신호 교차로의 용량분석에 적용할 수 있는 실용적인 용량 보정계수 산정식을 제시하고자 한다.

## II. 비신호 교차로의 용량 산정 모형식

이미 서론에서 언급한 바와 같이 대부분의 비신호 교차로의 용량모형은 간격수락 행태를 기초로 하여 도출되었다. 비신호 교차로에서의 간격수락 행태는 다음과 같이 간단히 설명할 수 있다. 만약 부도로의 차량이 주도로의 교통류에 합류하거나 교차로를 횡단하기 위해서 대기하고 있을 때, 이들 차량들은 주도로의 차량 흐름에서 번갈아 나타나는 일련의 간격(gap)과 차단(block) 시간현상을 관찰하게 된다. 차단(block)현상은 주도로에 있는 차량간의 시간간격이 너무 짧아 횡단하거나 합류할 수 없기 때문에 교차로 내로 진입할 수 없는 부도로 차량의 대기시간에 포함 시키게 되고 이와는 달리 간격(gap)은 부도로의 차량이 주도로의 차량흐름에 합류하거나 횡단할 수 있는 가능성이 있는 시간대를 의미한다. 부도로의 차량이 주교통류에 합류하거나 횡단하기 위해 선택하는 주도로의 연속적인 차량 사이의 최소 시간간격을 임계간격(critical gap)이라고 한다. 임계간격은 도착행태, 운전자 행태, 교통량의 포화 정도, 그 외의 다른 요인에 의해서 변화될 수 있다. 만약, 실제로 발생하는 간격이 임계간격보다 더 크면 부도로의 차량은 대기 없

이 진행할 수 있지만, 그렇지 않은 경우는 임계간격보다 더 큰 간격이 나타날 때까지 기다려야 한다.

TWSC 방식의 교차로에서는 주도로의 차량은 부도로의 차량의 영향 없이 교차로를 통과할 수 있다고 가정하게 된다. 또한 부도로의 각 차량의 도착 시간은 임의적(random)이라고 가정한다. 그러나, 실제로 교차로에 부도로 차량이 진입할 수 있는 시간은 교차로를 통과하여 맞은편에 도착하는 주도로 차량간의 시간간격에 의존한다. 따라서 비신호 교차로의 용량은 포화교통류율로써, 부도로의 대기행렬을 빠져나오는 차량의 평균적인 교통류율로 표현될 수 있다. 즉, 비신호 교차로의 용량은 주도로 차량 흐름의 교통류율과, 교차로로부터 부도로 하류방향의 교통류율에 의하여 결정된다. 또한, 임계간격을 다시 정의하면 부도로에 있는 차량 1대가 교차로로 진입할 수 있는 주도로 교통류에서의 최소 시간간격으로서 정의되며, 이 경우 부도로 차량이 받아들이지 못하는 가장 큰 간격(최대 거부간격)은 임계간격보다 작아야 하고, 차량이 받아들일 수 있는 간격은 반드시 임계간격과 같거나 커야만 한다. 또한, 추종시간은 부도로에서 지속적인 대기행렬이 발생하는 경우에 관측되며, 부도로를 출발하는 첫 번째 차량과, 주도로 차량간의 같은 간격을 사용하는 부도로의 두 번째 차량과의 시간 폭으로 설명될 수 있다. 다시 말하면, 추종시간은 부도로에서 포화교통류율일 때의 차두시간간격(headway)으로 정의할 수 있다.

1997년도 미국도로용량편람에서 제시되고 있는 비신호 교차로의(잠재)용량산정식은 식(4)와 같이 간단히 표현될 수 있다.

$$C_0 = \frac{qe^{-qa}}{1 - e^{-a\beta}} \quad (4)$$

여기에서,

- $C_0$  : 부도로의 용량
- $q$  : 주도로에서 단위시간당 교통류율
- $a$  : 임계간격( $t_c$ )
- $\beta$  : 추종시간( $t_f$ )

이 공식은 다음과 같은 가정에서 유도되었다. 즉,

- 1) 임계간격과 추종시간은 일정하다. 즉, 부도로의 모든 운전자의 행태는 일관(consistent)되고, 동

일(homogeneous)하다.

- 2) 주도로 차량의 도착형태는 임의적(random)이다. 즉, 주도로의 연속적 차량흐름 사이의 시간 간격(gap)은 음지수 분포를 따른다.
- 3) 부도로에 대기중인 각 차량은 대기행렬의 선두 차량이 출발한 후, 그 다음 차량이 대기행렬의 맨 선두까지 이동할 단위시간(즉, 추종시간)을 갖는다.

주도로에서 단위시간당 교통류율을  $q$ 라고 한다면, 상기의 식(4)는 식(5)에 의하여 유도된다.

$$C_0 = q \sum_{k=1}^{\infty} k \int_{a+(k-1)\beta}^{a+k\beta} f_T(t) dt \quad (5)$$

여기에서

- $k$  :  $a+(k-1)\beta$ 와  $a+k\beta$  사이의 시간동안 부도로의 대기행렬을 빠져나가는 차량의 수
- $f_T(t)$  : 주교통류에서 발생하는 차두시간간격의 확률밀도함수(단,  $\beta \leq a$ )

모형의 가정 2)를 만족한다면,  $f_T(t) = qe^{-at}$ . 이 공식은 Ashworth(1969)에서와 같이 교통량이 비교적 적은 교통류에서 적용될 수 있다는 점에 유의할 필요가 있다.

호주에서는 Troutbeck(1986)과 Cowan(1987)의 연구가 중심이 되어 상기의 용량산정식 식(4)가 차두시간간격이 0초를 허락한다는 비현실적인 가정을 개선하여 새로운 용량산정식을 제시하였다. 이 공식은 Cowan(1975)에 의해 제시된 식(6)의 차두시간간격 분포(즉, Cowan의 M3 분포)를 사용하여 더욱 현실적인 추정치를 얻을 수 있었다.

$$f_T(t) = \begin{cases} 0 & t \leq \Delta \\ (1-\delta)\gamma e^{-\gamma(t-\Delta)} & t > \Delta \end{cases} \quad (6)$$

여기서,  $E(T) = \Delta + (1-\delta)/\gamma$ .

여기에서,

- $\delta$  : 전체 차량 수에 대한 차량군의 비율
- $\Delta$  : 차량군에서의 최소 차두시간간격

그리고,  $\gamma = \{(1-\delta)q\}/(1-\Delta q)$ . 주도로 차량흐름의 교통류율  $q$ 는  $1/E(T)$ 와 동일하다.

따라서, Cowan의 M3 분포를 가정으로 개발된 용량산정( $C_1$ )식은 식(7)로 표현된다.

$$C_1 = \frac{q(1-\delta)e^{\gamma\Delta}e^{-\gamma a}}{1-e^{-\gamma\beta}} \quad (7)$$

여기서,  $q = \gamma/(1-\delta + \gamma\Delta)$

만약, Plank(1982) 가정  $\delta = q\Delta$ 와 같이, 차량군의 비율이 주도로의 교통류율과 선형적인 관계(1차식)로 표현된다면, Tanner(1962) 형태의 용량산정식( $C_2$ )인 식(8)을 유도할 수 있다.

$$C_2 = \frac{q(1-q\Delta)e^{-q(a-\Delta)}}{1-e^{-q\beta}} \quad (8)$$

최근에는 상기의 식(8)을 주도로가 2차로 이상(즉,  $n$ 개의 차로)일 경우에도 적용할 수 있도록 더욱 일반화된 모형식이 Tanner(1967), Troutbeck(1986), Fisk(1989)에 의하여 제시되었다. 제시된 일반화된 용량산정식( $C_3$ )을 표현하여 보면 식(9)와 같다.

$$C_3 = \frac{\gamma \prod_{i=1}^n (1-\Delta q_i) e^{-\gamma(a-\Delta)}}{1-e^{-\gamma\beta}} \quad (9)$$

여기에서,

$$\gamma = \sum_{i=1}^n \gamma_i \quad (10)$$

그리고,

$$\gamma_i = \frac{(1-\delta_i)q_i}{1-\Delta q_i} \quad (11)$$

여기에서,  $i$  차선의 교통류율을  $q_i$ 라고하고, 그 차선의 차량군의 비율을  $\delta_i$ 로 나타낸다.

### III. 중차량 용량 보정계수의 도출

지금까지의 모형식들은 교차로의 차량(혹은 운전자)들이 동질성(homogeneity)과 일관성(consistency)을 갖는다는 기본가정에서 개발되었다. 차량의 형태

가 승용차만으로 구성되어 있고 임계간격과 추종시간의 결정을 모든 차량(혹은 운전자)이 동일하게 한다는 가정은 매우 비현실적이다. 특히 교차로의 운영상태와 설계를 담당하는 실무자에게 어려움을 주는 요인중의 하나는 대부분의 교차로에서는 승용차이외에도 버스 혹은 트럭과 같은 중차량과 자전거 등과 같은 경차량의 운행행태를 고려하여야 함에도 불구하고 지금까지 개발된 모형식에는 이와 같은 현실적인 고려가 결여되어 있음을 쉽게 알 수가 있다. 일반적으로 중차량은 여러 가지 상황에서 승용차와 다르다. 예를 들면, 중차량은 승용차보다 더 크고, 도로의 더 많은 공간을 차지한다. 또한, 중차량은 오르막 또는 내리막길에서 속도의 유지나 가·감속능력이 일반적으로 승용차에 비해 많이 떨어진다. 이와 같은 특성으로 인하여, 중차량은 교통의 흐름에서 승용차보다 더 큰 간격(gap)을 요구하게 된다. 또한, 같은 형태의 차량간에도 주행성능이나 운전행태의 변화가 있다는 사실도 유의할 필요가 있다.

1997년도 미국도로용량편람에서는 중차량을 고려하여야 할 경우 본 논문의 서론에서도 언급한 바와 같이 임계간격과 추종시간의 크기를 결정할 때 해당되는 보정계수를 사용하게 함으로써 용량을 보정하고 있다. 그 보정계수를 살펴보면 임계간격의 보정식에서는 부도로 중차량의 비율에다 주도로가 2차선인 경우는 1.0과 4차선인 경우는 2.0을 곱하여 기초임계간격에다 더하여 적용하도록 제시하고 있으며, 추종시간의 보정식에는 부도로 중차량의 비율에다가 주도로가 2차선인 경우 0.9와 4차선인 경우 1.0을 곱하여 기초추종시간에다가 더하여 적용하도록 하고 있다.

만약 HCM에서 주어진 공식을 그대로 사용한다면 중차량의 형태에 따른 용량의 변화를 추정하기가 매우 어렵게 된다. 즉, 중차량의 보정계수가 주도로의 차로 수에만 의존하기 때문에 소형·중형·대형 버스 및 소형·중형·대형 트럭의 구분에 따른 용량변화를 계산하기가 용이하지가 않다. 또한 비신호 교차로의 용량분석에서 자전거 교통량에 대한 고려를 포함하는 경우 이에 대한 처리도 어렵게 된다. 차량의 형태가 비동질성인 경우에 대한 최초의 연구는 Catchpole과 Plank(1986)에서 발견된다. 그들은 다음과 같은 가정에서 새로운 형태의 모형을 제시하였다. 즉, 1)부도로의 각 차량형태들은 그들만의 임계간격분포를 갖는다. 2)주도로의 차량흐름에서 차량의 도착시간분포

는 반복적이며 독립적인 과정(renewal process)을 갖는다.(즉, 주도로 각 반복과정의 차두시간간격분포는 동일하고 독립적으로 분포한다.) 3)임계간격은 주도로의 최소 차두시간간격보다 크거나 같다. 그들의 연구결과를 간단히 요약하면 서로 다른 차량형태가 혼재하는 교차로의 용량은 각 형태만의 용량을(각 차량형태의 빈도수에 가중 평균하여) 조화평균으로 구한 것과 동일하다는 것이다. 만약, 특정 차량형태에 의해 선택되는 임계간격의 분포가 주어지고 추종시간이 일정하다고 가정하면 비동질성의 비신호 교차로의 용량산정식은 식(12)와 식(13)과 같이 정리될 수 있다.

$$q_j^{\max} = \frac{q}{1 - e^{-q\beta}} f_j^*(q) \quad (12)$$

그리고,

$$C_0' = \frac{1}{\sum_j (b_j / q_j^{\max})} = \frac{q}{1 - e^{-q\beta}} \cdot \frac{1}{\sum_j (b_j / f_j^*(q))} \quad (13)$$

여기에서,  $f_j^*(q)$ 는 부도로에 있는 j형태 차량의 임계간격에 대한 확률밀도함수(pdf)의 Laplace 변환이다.  $q_j^{\max}$ 는 부도로에서 지속적인 대기행렬이 발생할 때, j형태 차량의 용량을 의미한다. 그리고,  $b_j$ 는 전체 대기행렬에서 j형태 차량의 비율을 나타낸다.

같은 방법에 따라 차량군의 비율( $\delta$ )과 차량군 내부의 차두시간간격( $\Delta$ )에서 선택되는 최소 차두시간간격에 의해 정의된 Cowan(1975)의 M3 분포의 가정에 적용하면 더욱 현실적인 공식의 변형 형태를 갖는 용량산정식을 얻을 수 있다. 이 때의 최소 차두시간간격은 임계간격보다 작다고 가정 3)에서 이미 설명하였다. 만약, 최소 차두시간간격의 분포가 가정되면, 이 분포의 확률밀도함수는  $f_B(t) = \delta(t - \Delta)$ 의 계단식으로 표현이 가능하고, 교통류율  $q$ 와 상수  $\gamma$ 와의 관계는 식(14)와 같이 계산할 수 있다.

$$q = \frac{1}{E(T)} = \frac{\gamma}{\delta\gamma E(B) + (1 - \delta)(1 + \gamma\Delta)} \quad (14)$$

만일, 최소 차두시간간격을 상수라고 가정하면  $q$ 와 상수  $\gamma$ 와의 관계식은 앞에서 언급한 바와 같은 동일

한 식(15)를 얻게 된다.

$$q = \frac{\gamma}{1 - \delta + \gamma\Delta} \quad (15)$$

상기의 가정과 관련식을 이용하여 식(12)와 식(13)과 동일한 방법으로 새로운 용량산정식을 유도하여 보면 식(16)과 식(17)을 얻을 수 있다.

$$q_j^{\max} = \frac{q(1-\delta)e^{\gamma\Delta}}{1 - e^{-\gamma\beta}} f_j^*(\gamma) \quad (16)$$

그리고,

$$C_1 = \frac{1}{\sum_j (p_j / q_j^{\max})} = \frac{q(1-\delta)e^{\gamma\Delta}}{1 - e^{-\gamma\beta}} \cdot \frac{1}{\sum_j p_j / f_j^*(\gamma)} \quad (17)$$

같은 방법으로 차량군의 비율이 주교통류에서의 교통류율과 선형적인(1차식) 관계를 갖는 경우에도 적용하여 보면 식(18)을 얻을 수 있다.

$$C_2 = \frac{1}{\sum_j (p_j / q_j^{\max})} = \frac{q(1-q\Delta)e^{q\Delta}}{1 - e^{-q\beta}} \cdot \frac{1}{\sum_j p_j / f_j^*(q)} \quad (18)$$

지금까지 유도된 새로운 용량산정식들은 주로 차량간의 간격분포에 크게 의존되어 있음을 알 수 있다. 즉, 주로 간격분포의 구체적인 선택이 이루어지면, 이를 이용하여 용량에 대한 특정 공식을 만들어 낼 수 있다. 그러나, 차량간의 간격분포에 대한 선택의 범위는 Adams(1936)와 Cowan(1975)의 연구에서 나타난 바와 같이 상당히 제한될 수 있다. 즉, 현재까지 대부분의 용량공식은 차량의 도착분포를 포아송(Poisson) 분포의 형태를 기초로 하여 개발되었다. (즉, 교통류에서 차두시간간격은 음지수분포와 이와 유사한 분포형태를 가정하고 있다)

주로 차량의 흐름을 포아송분포로 가정하고 중차량이 존재할 때의 비신호 교차로의 용량산정식을 유도하면 용량 보정계수에 대한 간단한 공식을 얻을 수 있다. 다시 말하면 주도로의 간격분포가 음지수분포를

따른다고 하면 각 임계간격이  $\alpha_j$ 인 차량형태의 Laplace 변환  $f_j^*(q) = e^{-q\alpha_j}$ 를 얻을 수 있고 이를 기본적인 공식인 식(13)에 대입하면 식(19)를 얻을 수 있다.

$$C_0^* = \frac{q}{\{1 - e^{-q\beta}\} \sum_j p_j e^{q\alpha_j}} \quad (19)$$

여기에서,  $p_j$ 는  $\alpha_j$ 값을 임계간격으로 갖는 j형태 차량의 비율이다.

식(19)를 다시 간단히 정리하기 위하여 식(20)과 같이  $E_2, E_3, \dots, E_n$ 을 정의하여 보자.

$$\begin{aligned} E_2 &= e^{q(\alpha_2 - \alpha_1)} \text{ for } \alpha_2 \geq \alpha_1, \\ E_3 &= e^{q(\alpha_3 - \alpha_1)} \text{ for } \alpha_3 \geq \alpha_1, \\ &\dots \\ E_n &= e^{q(\alpha_n - \alpha_1)} \text{ for } \alpha_n \geq \alpha_1 \end{aligned} \quad (20)$$

여기서 정의된  $E_2, E_3, \dots, E_n$ 을 이용하여,  $f_{HV}$ 를 식(21)과 같이 정의한다.

$$f_{HV} = \frac{1}{1 + p_2(E_2 - 1) + p_3(E_3 - 1) + \dots + p_n(E_n - 1)} \quad (21)$$

여기에서,  $1 = p_1 + p_2 + p_3 + \dots + p_n$ 이고,  $p_1$ 은 승용차의 비율을 나타낸다.

상기의 정의를 사용하여 식(19)에 적용하여 정리하면 보정된 용량산정식은 식(22)와 같이 간단하게 표현된다.

$$C_0^* = C_0 \cdot f_{HV} \quad (0 \leq f_{HV} \leq 1) \quad (22)$$

여기에서,  $C_0^*$ 는 중차량을 고려하여 추정된 보정된 용량이고,  $C_0$ 는 식(4)에서와 같이 승용차수로 환산된 용량이다.

만일 식(20)에 있는  $E_i$ 를 차량형태 I의 승용차 환산계수(passenger car units: PCU)로 해석한다면, 이것은 고속도로 용량분석에서 오랫동안 사용하여 왔던 중차량에 대한 용량보정계수와 매우 유사하게 된다. 그러나, 이 경우에서의 승용차 환산계수는 주도로의 교통류율과 차량형태간의 임계간격의 차이에 의해서 결정됨을 유의할 필요가 있다. 따라서 이 논문에

서 제외되고 있는 비신호 교차로에서 승용차 환산계수는 주도로의 교통량과 차량간의 임계간격의 차가 커지면 그 값도 커짐을 알 수 있다. 이제 Catchpole과 Plank(1986) 그리고, Troutbeck(1988)에 의해 확인된 중차량이 있는 경우에 교차로의 용량이 감소한다는 경험적인 결과는 식(21)에 의해서 수식으로 간단히 증명될 수 있음을 알 수 있다.

지금까지의 전개과정을 현실적인 가정을 기초로 한 다른 개발된 용량산정식에도 적용하여 보면 다음의 결과를 얻을 수 있다. 즉,  $\delta$ 와  $\Delta$ 를 매개변수로 하는 Cowan의 M3 분포에 적용하여 보면 다음과 같이 유사한 공식을 유도할 수 있다. 앞에서와 유사하게  $f_j^*(\gamma) = e^{-\gamma a_j}$ 를 활용하여 관련공식에 대입하면 식(23)을 유도할 수 있다.

$$C_1^* = \frac{q(1-\delta)e^{\gamma\Delta}}{\{1-e^{-\gamma\delta}\} \sum_j p_j e^{\gamma a_j}} = C_1 \cdot f_{HV} \quad (23)$$

여기에서,  $f_{HV} = 1 / \left[ 1 + \sum_{j=2}^n \{p_j(E_j - 1)\} \right]$  그리고,  $E_j = e^{\gamma v_j} \forall j$ ,  $a_1$ 은 승용차의 임계간격이다. 여기서  $\alpha_j \geq a_1$  그리고,  $a_1$ 에 대해  $\nabla_j = \alpha_j - a_1$ 으로 표기된다. 또한,  $\gamma$ 는 식(15)에서 정의한 바와 같다. 같은 방법으로 주도로의 교통류율에 대해 차량군의 비율이 선형적으로 증가한다고 가정할 경우의 용량산정식에 적용하면 예상하는 바와 같이 다음의 식(24)와 같은 결과를 얻을 수 있다.

$$C_2^* = \frac{q(1-q\Delta)e^{q\Delta}}{\{1-e^{-q\beta}\} \sum_j p_j e^{q a_j}} = C_2 \cdot f_{HV} \quad (24)$$

여기에서,  $f_{HV} = 1 / \left[ 1 + \sum_{j=2}^n \{p_j(E_j - 1)\} \right]$  그리고,  $E_j = e^{q v_j} \forall j$ ,  $a_1$ 은 승용차의 임계간격이다. 여기서  $\alpha_j \geq a_1$  그리고,  $a_1$ 에 대해  $\nabla_j = \alpha_j - a_1$ 으로 표기된다.

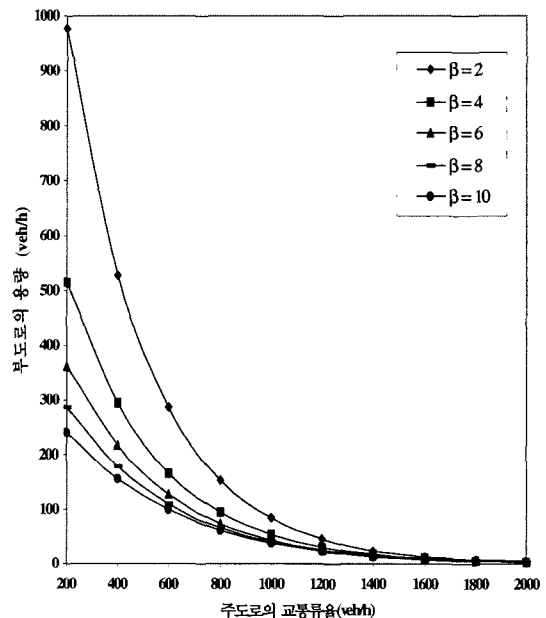
본 논문에서 도출된 중차량 보정식과 보정계수들은 주도로의 차량흐름이 포아송 분포를 따른다는 가정에서 유도되었음을 유의해야 하며 만일 차량의 흐름이 다른 분포를 따른다면 여기에 해당하는 Laplace 변환을 구하여 적용해야 한다. 또한 미국도로용량편람에서는 중차량에 대한 추종시간에 대해서도 보정을 제시하고 있지만 임계간격에 비하여 추종시간의 크기

가 상대적으로 작고 추종시간의 추정에서는 중차량비율에 대한 보정보다는 교차로의 기하구조(예:경사도)와 차량의 가감 가속도의 능력에 의한 영향이 상대적으로 더 크기 때문에 여기서는 생략하였다.

#### IV. 모형의 타당성 검증

지금까지 개발된 비신호 교차로에 대한 여러 가지 용량산정 공식에 대한 타당성을 검증하기 위하여 정의된 공식의 모든 조건을 포함하여 모의실험을 실시하였다. 모의실험에 필요한 각 자료들은 미국도로용량편람에서 이미 제시하고 있는 것을 사용하였으며 필요시에는 관련 문헌에 실려 있는 자료도 활용하였다. 또한, 주도로 교통류의 임계간격과 부도로 교통류의 추종시간이 주어졌을 때, 85 HCM과 97 HCM에서 제외하고 있는 같은 모형식인 식(4)를 모든 용량산정식의 결과를 비교하는 기본(잠재)용량식으로 활용한다.

각 용량모형의 특징을 살펴보기 위하여 우선 기본 용량산정식에 대한 검토를 실시하였다. 예를 들면, <그림 1>에서는 추종시간의 변화에 대한 용량변화를 나타내는 것으로 추종시간( $\beta$ )이 증가할 때, 주어진 임계간격( $\alpha = 12$ 초)에 대해 감소하는 용량의 변화를 보이고 있다. 또한, 주도로의 교통류율이 증가함에 따



<그림 1> 추종시간의 영향(임계간격=12초)

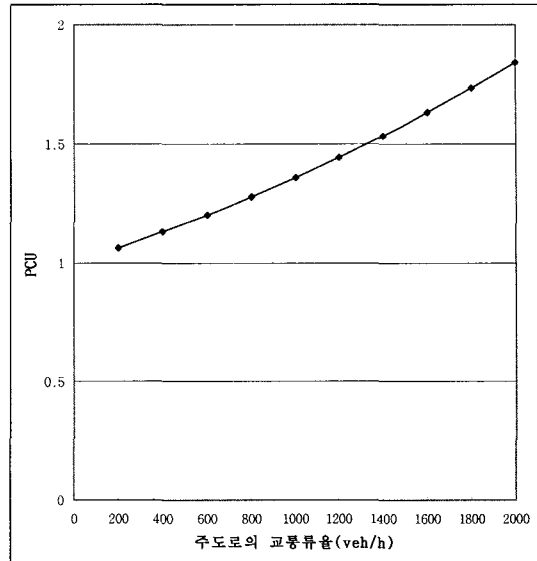
〈표 1〉 추종시간의 영향(β)

β (초)	주도로의 교통류율(veh/hour)									
	200	400	600	800	1000	1200	1400	1600	1800	2000
2	976	529	286	155	84	45	24	13	7	4
4	515	294	167	94	53	30	17	9	5	3
6	362	217	128	75	44	25	15	8	5	3
8	286	179	110	67	40	24	14	8	5	3
10	241	157	100	62	38	23	13	8	4	3

라, 식(1)에 의해 계산된 잠재용량은 주어진 α와 β값에 따라 감소할 것이다. 여기서 주도로의 교통류율이 0에 가까워질 때, 용량은 추종시간의 역수에 접근하는 것을 쉽게 알 수 있다. 그러므로, 주도로가 혼잡하지 않을 때는 추종시간의 크기가 교차로의 용량을 산정하는 데에 있어 큰 영향을 미치게 된다. 또한 주도로의 교통류율이 일정하다고 가정하면 추종시간이 증가함에 따라 교차로의 용량은 급격히 떨어지는 경향을 보인다. 이러한 특성은 〈표 1〉에 요약되어 있다. 〈그림 1〉은 식(4)와 같다.

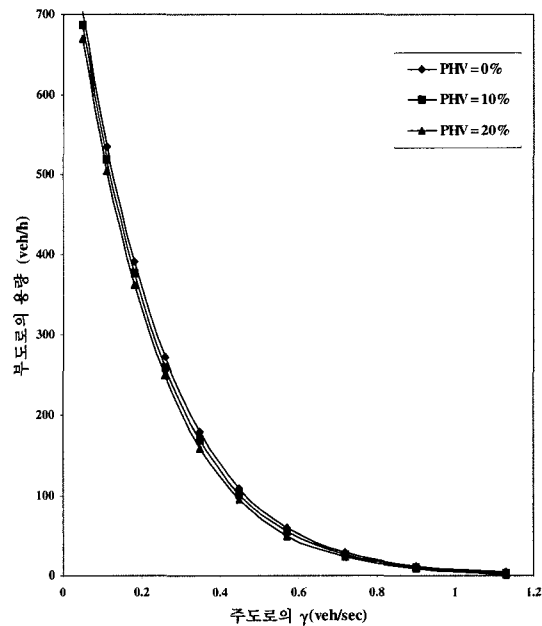
여기서, 97 HCM에서는 부도로의 교통상황을 고려할 때, 임계간격과 추종시간의 기본 값을 각각 6.5초, 4.0초로 추천하고 있다. 중차량이 있을 때의 임계간격은 중차량의 혼입률(PHV)과 보정계수( $t_c^{HV}$ )에 의해 조정되며, 임계간격의 보정계수 값은 주도로의 차로수가 2차선일 때 1.0, 4차선일 경우 각각 2.0으로 주어진다. 추종시간 또한 이와 유사한 방법으로 조정된다. 추종시간의 보정계수( $t_f^{HV}$ )는 주도로 차로수가 2차선일 경우 0.9, 4차선일 경우 1.0으로 주어진다. 따라서, 미국도로용량편람의 경우 중차량의 형태에 따른 승용차 환산계수가 없기 때문에 일반적으로 승용차 환산계수(PCU) 값은 자전거 1대 0.5pcu, 트럭 1대 2.0pcu, 트레일러 1대 2.5pcu와 같이 대략적으로 가정하여 용량분석을 실시하게 된다.

〈그림 2〉는 식(20)에서 제안되는 공식에 의해 계산되는 PCU값을 나타내고 있다. PCU값은 주도로의 교통류율에 의해서 표현될 수 있고, 승용차의 임계간격과 중차량이 선택하는 임계간격의 차이에 의해 증가하기 때문에, 이 값은 임계간격의 차이가 일정하다면, 주도로의 교통류율이 증가함에 따라 커지게 된다. 〈그림 3〉의 모형 V는 식(23)을 의미한다. 여기에서도, 매개변수 q가 증가할수록 용량은 감소한다. 예상했던 바와 같이, 중차량의 비율이 증가함에 따라, 추



〈그림 2〉 주도로 교통류율에 따른 PCU값(승용차의 임계간격=6.5초, 트럭의 임계간격=7.6초)

Capacity by Model V



〈그림 3〉 중차량 혼입률에 따른 영향

정용량은 감소한다. 이 결과는 식(21)에서 정의되었던 보정계수 산정식을 통해 얻게 된다. PCU값 추정 시에 중차량을 위한 임계간격의 크기는 Brilon(1988)의 자료를 참조하였다. 그의 논문에서, 임계간격의 크기는 트럭일 경우에 승용차의 임계간격의 1.17배이



〈표 2〉 교통류율의 변화에 따른 PCU값

	주도로의 교통류율(veh/hour)									
	200	400	600	800	1000	1200	1400	1600	1800	2000
PCU	1.06	1.13	1.20	1.28	1.36	1.44	1.53	1.63	1.73	1.84

주) 교통류율  $q$ 는 본 논문의 식(15)에 의해서 계산된 것임.

〈표 3〉 중차량 혼입률에 따른 영향( $\Delta=1$ 초,  $\delta=10\%$ )

PHV (%)		주도로의 $\gamma$ (veh/sec)									
		0.05	0.11	0.18	0.26	0.35	0.45	0.57	0.72	0.90	0.13
0	$C_1^*$	705	535	391	272	179	109	60	29	12	4
10	$f_{HV}$	0.99	0.99	0.98	0.97	0.96	0.94	0.92	0.89	0.86	0.80
	$C_1^*$	689	519	377	260	169	102	55	26	10	3
20	$f_{HV}$	0.99	0.98	0.96	0.94	0.92	0.89	0.85	0.80	0.75	0.67
	$C_1^*$	670	504	363	249	160	95	50	23	9	2

주)  $C_1^*$ 는 식(23)에서,  $f_{HV}$ 는 식(21)에서 이미 정의된 바 있음.

〈표 4〉 경사에 따른 승용차 환산계수

차량유형	경사(%)				
	-4	-2	0	+2	+4
오토바이	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7
승용차	0.8	0.9	1.0	1.2	1.4
트럭, 레크레이션 차	1.0	1.2	1.5	2.0	3.0
버스, 트레일러	1.2	1.5	2.0	3.0	6.0
기타	1.9	1.0	1.1	1.4	1.7

자료 : Highway Capacity Manual, TRB, 1994.

고, 트레일러일 경우에는 1.29배이다. 또한, 트럭과 트레일러의 추종시간은 승용차의 추종시간에 각각 1.58과 2.11을 곱해서 계산되었다. PCU와 용량의 추정치는 여러 가지의 주도로 교통류율을 고려하여 〈표 2〉와 〈표 3〉에 요약되고 있다. 이 PCU값이 주도로 교통류의 영향을 완벽하게 반영했다고 말할 수 없지만, 이 논문에서 얻어진 계산결과는 1985년과 1994년 미국도로용량편람의 값(〈표 4〉)과 비교하여 보면 중소형 트럭(SU)의 경우 1.0 PCU 에서 3.0 PCU 까지(경사도에 따라)의 값의 실제 경험치에 잘 접근하고 있음을 알 수가 있다. 그러나 도로용량편람에서 보고된 PCU자료는 주도로의 교통량에 대한 언급이 없음을 유의해야 한다.

## V. 결론

비신호 교차로의 용량분석에 관한 관심사는 85 HCM 에서부터 새로운 개념 간격수락이론을 기초로 한 용

량산정식이 채택된 후 지금까지 약 20년 동안 꾸준히 증대되어 왔다. 그러나, 미국도로용량편람에서 사용하고 있는 기본 모형식을 직접 현장에 적용하는 데는 아직도 많은 어려움이 있다. 이는 기본 모형식을 유도하는 과정에서 전제로 한 비현실적인 가정 즉 차량(혹은 운전자)의 동질성(homogeneity)과 일관성(consistency)에 기인하고 있다.

본 논문에서는 운전자/차량의 형태가 다양한 경우 즉, 비동질성(heterogeneity)을 가정하는 경우에 사용될 수 있는 비신호 교차로의 새로운 용량산정식을 제시하고 각기 다른 가정을 전제로 도출된 각 용량산정식의 특징을 살펴보았다. 비동질성의 가정에 의한 용량에 대한 변화는 일반 고속도로 용량분석에서의 중차량 보정계수( $f_{HV}$ )와 유사한 보정계수를 HCM의 기본 모형식에 도입함으로써 쉽게 보완할 수 있었다. 또한 이 과정에서 새로운 개념의 승용차 환산계수를 산정하는 공식이 도출되었다. 그 공식에 의한 승용차 환산계수는 주도로의 교통류율과 승용차의 임계간격과 다른 차량의 임계간격간의 차이에 의해서 표현된다. 따라서, 비신호 교차로에서의 승용차계수는 주도로 교통류율이 증가함에 따라 커지고 차량간의 임계간격의 차가 클수록 그 값이 커지는 특징을 갖게 된다. 그 동안 경험적으로만 관찰되었던 중차량에 의한 용량감소현상은 새롭게 도입된 중차량 보정계수의 정의에 의하여 쉽게 증명이 된다.

본 논문에서 제안된 보정계수는 마지막으로 모의실험을 통하여 검증되었다. 그러나, 비신호 교차로에서 이러한 보정계수가 충분한 타당성을 갖기 위해서는 임계간격과 추종시간의 측정방법이나 교차로 기하구조와 매개변수와의 관계 등에 관한 보완 연구가 절실히 요구된다. 현장의 경험을 직접 고려하지 못한 연구결과의 한계에도 불구하고, 본 논문에서 도출된 중차량 보정계수의 산정식과 승용차 환산계수의 산정식은 지금까지 사용되어 온 미국도로용량편람의 기본 모형식을 개선하고 활용하는데 도움을 줄 것으로 생각된다.

## 참고문헌

1. Adams, W. F. Road Traffic Considered as a Random Series. Institution of Civil Engineers Journal (England) 4: 121-130 (1936).

2. Ashworth, R. The Capacity of Priority-type Intersections With a Non-uniform Distribution of Critical Acceptance Gaps. *Transportation Research* 3: 273-278 (1969).
3. Brilon, W. Recent Developments in Calculation Methods for Unsignalized Intersections in West Germany. *Intersections Without Traffic Signals*. Edited by W. Brilon. New York, NY: Springer-Verlag, 1988, pp.111~153.
4. Catchpole, E. A. and A. W. Plank. The Capacity of Priority Intersection. *Transportation Research* 20B(6): 441-456, 1986.
5. Cowan, R. J. Useful Headway Models. *Transportation Research* 9(6): 371-375, 1975.
6. Cowan, R. J. An Extension of Tanners Results on Uncontrolled Intersections. *Queueing Systems* 1: 249-263, 1987.
7. Fisk, C. S. Priority Intersection Capacity: A Generalization of Tanners Formula. *Transportation Research* 23B(4): 281-286, 1989.
8. Kyte, M., Z. Tian, Z. Mir, Z. Hameedmansoor et al. Capacity and Level of Service at Unsignalized Intersections. NCHRP 3-46. Final Report. Volume 1 Two-Way Stop-Controlled Intersections, Washington, D.C., 1996.
9. Plank, A. W. The Capacity of a Priority Intersection-Two Approach. *Traffic Engineering and Control* 23: 88-92, 1982.
10. Plank, A. W. and E. A. Catchpole. A General Capacity Formula for an Uncontrolled Intersection. *Traffic Engineering and Control* 25: 327-329, 1984.
11. Tanner, J. C. A Theoretical Analysis of Delays at an Uncontrolled Intersection. *Biometrika* 49: 163-170, 1962.
12. Tanner, J. C. The Capacity of an Uncontrolled Intersection. *Biometrika* 54: 657-658, 1967.
13. Transportation Research Board. Highway Capacity Manual. Special Report 209, Third Edition. Transportation Research Board, National Research Council: Washington, D.C., 1985.
14. Transportation Research Board. Highway Capacity Manual. Special Report 209, Third Edition. Transportation Research Board, National Research Council: Washington, D.C., 1994.
15. Transportation Research Board. Highway Capacity Manual. Special Report 209, Third Edition. Transportation Research Board, National Research Council: Washington, D.C., 1997.
16. Troutbeck, R. J. Average Delay at an Unsignalised Intersection with Two Major Streams Each Having a Dichotomised Headway Distribution. *Transportation Science* 20(4): 272-286, 1986.
17. Troutbeck, R. J. Current and Future Australian Practices for the Design of Unsignalized Intersections. *Intersections Without Traffic Signals*. Edited by W. Brilon. New York, NY: Springer-Verlag, 1988, pp.1~19.

### 감사의 글

그 동안 이 연구를 위해 물심 양면으로 지원하여 주신 중앙대학교에 깊은 감사의 뜻을 전합니다.

♣ 주 작 성 자 : 이용재

♣ 논문투고일 : 2001. 2. 1

논문심사일 : 2001. 3. 20 (1차)

논문심사일 : 2001. 3. 26 (2차)

논문심사일 : 2001. 3. 29 (3차)

심사판정일 : 2001. 3. 29