

□ 論 文 □

高速道路 合流部の 合流交通量 評價에 관한 研究

A Study on Assessment of Merging Volume at Freeway Merging Area

金 相 求

(한국도로공사 도로연구소 책임연구원)

金 裕 鎮

(서울대 대학원 석사과정)

全 京 秀

(서울대 도시공학과 교수)

目 次

I. 서 론

II. 기존 이론 고찰

III. 자료수집 및 방법

IV. 합류교통량 비교·평가

V. 결론

참고문헌

요 약

합류구간은 다양한 교통특성을 분석하는데 어려움으로 인하여 그동안 체계적인 연구가 거의 수행되지 않았다. 본 연구는 고속도로 합류부의 교통특성 측면에서 연결로 교통량의 영향을 분석하고 평가하는 것을 목적으로 한다. 선형회귀 모형식이 연결로 교통량의 영향을 평가하기 위하여 개발되었고 기존의 모형식들과 비교되었다. 이러한 모형식은 본선 교통량과 연결로 교통량과의 상호관계를 규명하는데 사용되었고 합류교통량에 대하여 연결로 교통량이 본선교통량보다 더 많은 영향을 나타내는 것으로 분석되었다. 또한 교통와해 시점의 교통량 자료를 추정하기 위해 사용한 교통량 누적 감산법(the Background Flow Count Reduction Method)은 직접적으로 자료를 수집하기 어려운 지점의 자료를 추정하는데 있어 유용한 방법임을 알 수 있었다. 향후에는 연결로교통량의 영향을 고려한 합류부 운영방안이 필요하고 이를 통한 효율적인 합류부 운영이 이루어질 수 있을 것이다.

I. 서론

일반적으로 고속도로의 접근은 입체교차시설인 연결로를 통해 이루어지며, 이 때 고속도로 본선 교통류와 연결로 유입 교통류가 합쳐지는 구간을 고속도로의 합류구간이라 정의할 수 있다. 이러한 두 개의 교통류는 각기 원활한 흐름을 유지하기 위하여 서로 상충 경쟁하게 되며 이에 따른 영향으로 고속도로 합류부는 혼잡과 지체 및 용량 저하를 발생시키는 병목 구간으로 인식되고 있다. 따라서 이 구간을 위한 교통 운영 방식의 결정 및 개발은 고속도로 시스템 전체의 운영 효율을 제고하는데 매우 중요한 사안이라 할 수 있다.

고속도로 합류부에서의 교통운영 상태를 결정하는 주요 인자 중의 하나는 연결로 교통류의 유입이라 할 수 있는데 본선 교통류 상태가 동일한 상황에서 연결로 교통류의 유입이 많을수록 본선 교통류에 많은 영향을 주게 된다. 따라서 고속도로 합류부에서 연결로 교통류의 유입이 본선 교통류에 미치는 영향과 이로 인한 교통와해(breakdown)의 과정을 명확하게 규명하는 것은 고속도로 합류부의 용량 산정을 위한 방법론의 구축과 함께 운영 방식을 결정하는데 큰 기여를 하게 된다.

최근 고속도로 합류부 운영에 있어 연결로 교통류의 영향을 조절하는 방법으로 연결로 미터링(ramp metering)이 많이 사용되고 있다. 연결로 미터링이란 합류부에서 연결로 교통류의 유입 영향을 최소화하기 위해 연결로 교통량의 유입을 신호등이나 기타 방법으로 제어하는 것을 말하고 현재는 HCM에서 제시하고 있는 용량분석 방법을 기준으로 유입교통량의 미터링율을 정하여 사용하고 있다. 그러나 HCM의 용량분석 모형은 고속도로 합류부를 설계하는 기준으로 사용하는 데에는 일면 장점이 있으나

그 운영 방식을 결정하거나 용량 관계를 평가하는 데에 있어 다양하게 변화하는 교통류 상태를 반영하지 못하는 단점이 있다.

본 연구에서는 기존 방법들의 단점을 보완하는 차원에서 고속도로 합류부에서 연결로 교통류의 유입이 교통와해 발생에 미치는 영향과 과정을 규명함으로써 보다 나은 고속도로 합류부 운영을 위한 근거 자료를 마련하고자 한다.

II. 기존 이론 고찰

1. 합류용량 모형 고찰

1) HCM 모형

현재 가장 많이 사용되고 있는 US HCM의 모형은 실제 교통량 자료를 바탕으로 한 회귀 모형으로 개발되었는데 1963년 Hess에 의해 제안되었고 Moskowitz에 의해서 연구 개발되었다.(김상구, 1992) 이 두 사람의 연구는 1985년 판 US HCM에서 체계적으로 제시되었는데 최근까지 가장 적합한 합류부 용량 산정 방식으로 인정되고 있다.

'85년판 US HCM의 회귀 모형은 다양한 교통 특성과 연결로 위치 등을 고려하여 본선 접속차로 교통량을 산정하는 방법인데 합류부 각각의 형태별로 교통량을 추정하는 공식을 제시하고 있으며 예외의 형태에 대해서는 근사법(California Approximate Method)을 사용하는 형식으로 구성된다. 그러나 US HCM의 회귀 모형은 합류부 용량 산정시 연결로 설계의 비효율성 등의 영향을 잘 반영하지 못하는 단점이 있다고 알려져 있다. <표 1>은 HCM에서 제시하고 있는 본선 접속차로의 교통량을 추정하는 공식을 합류부 형태별로 표시한 것이다.(김상구, 1992)

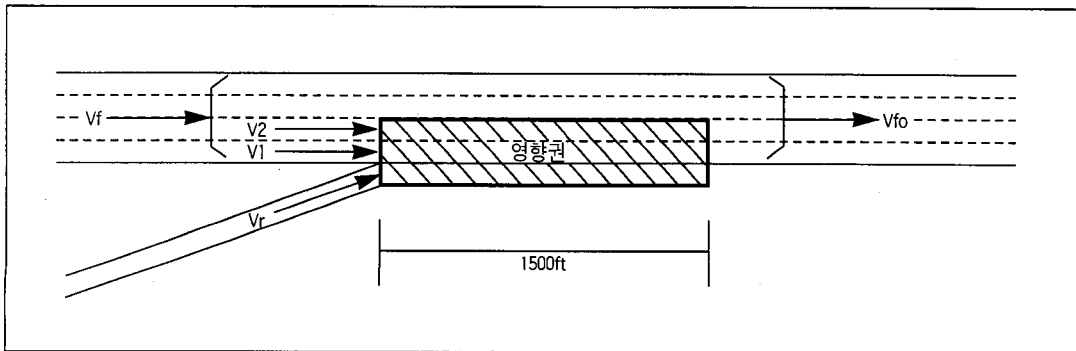
〈표 1〉 '85년판 US HCM의 본선 접속차로의 교통량 추정식

형 태	4차선(편도 2차선) 고속도로	
	제 1 연결로	제 2 연결로
① 독립 유입연결로	$V_1 = 136 + 0.345V_r - 0.115V_r$	-
② 독립 유출연결로	$V_1 = 165 + 0.345V_r - 0.520V_r$	-
③ 인접 유입연결로	$V_1 = 136 + 0.345V_r - 0.115V_r$	$V_1 = 123 + 0.376V_r - 0.142V_r$
④ 인접 유출연결로	$V_1 = 165 + 0.345V_r - 0.520V_r^{(1)}$	$V_1 = 165 + 0.345V_r - 0.520V_r$
⑤ 유입 · 유출연결로	$V_1 = 136 + 0.345V_r - 0.115V_r$	$V_1 = 202 + 0.362V_r - 0.496V_r - 0.069D_0 + 0.096V_0$
⑥ 유출 · 유입연결로	$V_1 = 165 + 0.345V_r - 0.520V_r$	$V_1 = 136 + 0.345V_r - 0.115V_r$
⑦ 루프 연결로	$V_1 = 166 + 0.280V_r^{(2)}$ $V_1 = 128 + 0.482V_r - 0.301V_r^{(3)}$	$V_1 = 202 + 0.362V_r - 0.496V_r - 0.069D_0 + 0.096V_0$
⑧ 2차선 유입연결로	⁽⁴⁾	-
⑨ 2차선 유출연결로	⁽⁵⁾	-
⑩ 부가차선 유입연결로	확인점으로서 유입연결로 교통량을 직접 적용	
⑪ 감소차선 유출연결로	확인점으로서 유입연결로 교통량을 직접 적용	
⑫ Major Junction	-	-
⑬ Major Diverges	-	-

- (1) V_r 은 두 연결로의 총합을 사용
- (2) $V_r < 600\text{vph}$
- (3) $600 < V_r < 1200\text{vph}$
- (4) 400ft 떨어진 연속적 유입연결로로 취급하고 연결로 교통량을 똑같이 나눔
- (5) 400ft 떨어진 연속적 유출연결로로 취급하고 연결로 교통량을 똑같이 나눔

'85년판 US HCM에서는 합류부 운영의 서비스 수준 결정에 있어 효과적으로 교통량을 채택하고 있는데, 합류부에서는 최대 합류가능교

통량 등 기능성이 중시되고 기본구간과는 달리 운전자의 자유도가 훨씬 떨어지기 때문에 밀도와 속도 등은 좋은 설명 기준이 되지 못한다.



〈그림 1〉 US HCM의 합류부 영향권('94년판)

〈그림 1〉은 합류부의 일반적인 개념도로서 US HCM에서 합류부의 용량을 산정하기 위해서 필요로 하는 변수들은 그림에서 표시된 변

수들이며 〈표 2〉는 1994년판 US HCM에 제시되어 있는 합류부의 용량을 표로 나타낸 것으로 확인점인 두 개 지점에서의 용량이다.

〈표 2〉 '94년판 US HCM의 합류용량표

고속도로의 한 방향당 차로수	합 류 부	
	최대 Vfo(pcph)	최대 Vr12(pcph)
2	4,400	4,400
3	6,900	4,600
4	9,200	4,600
>4	2,300/차로	4,600

2) 간격수락모형

1960년 말 D.R Drew에 의해 체계화된 간격수락모형은 US HCM의 방법과는 다르게 접속부의 기하 조건을 반영하여 연결로의 가능 용량을 예측하고 아울러 연결로 차량들이 겪는 지체 시간 및 대기 행렬의 길이를 산정할 수 있는 방법이다.(Drew, 1968)

최근까지의 많은 연구들은 합류부에서 본선 차량들이 만들어 내는 차두간격의 분포에 따라 연결로 차량들이 이러한 간격을 수락 또는 거절하는 행태를 수학적 확률에 근거한 모형으로 개발하려는 노력을 기울여 왔다.

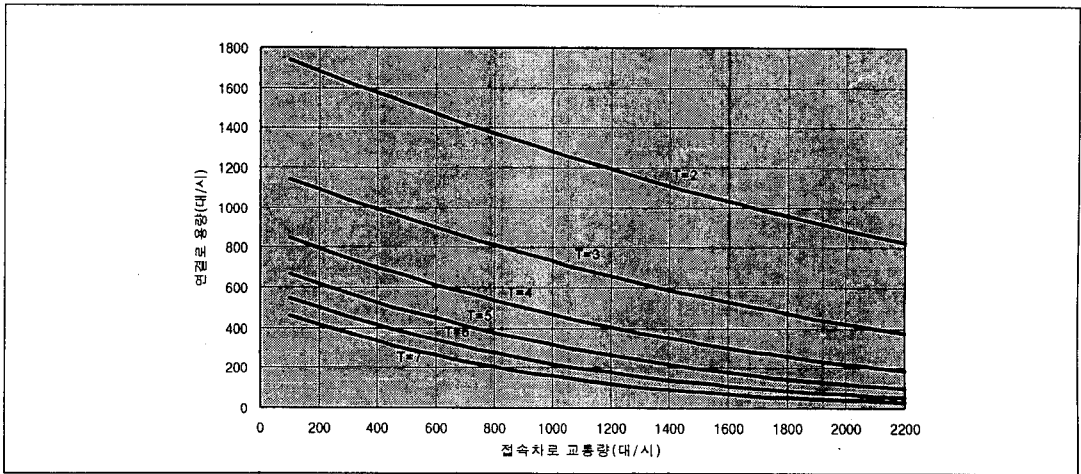
연결로 차량들이 합류가능 여부를 판단하는 과정에 있어서 임계간격이라는 개념이 Raff에 의해 처음 소개되었는데 임계 간격이란 합류 구간에서 본선 차량들이 만들어 내는 차두간격의 크기를 t 라고 할 때 $t > T$ 인 크기의 간격을 거절할 확률과 $t > T$ 인 크기의 간격을 수락할 확률이 같게 되는 간격 값 T 를 의미한다. 만약 차두간격이 임계간격인 T 보다 크면 연결

로 차량들은 100% 합류한다고 가정한다.(Drew, 1968)

그러나 임계간격은 어느 한 개의 값이 아니라 확률 분포를 나타내는 것이 일반적이므로 이는 임계간격 분포의 소개로 이어졌으며 이러한 임계간격의 결정이 관심사가 되었다. 임계간격의 결정은 지체 산정에 이용되는 평균 임계간격 등이 있으나 실제로는 계산상의 편리성 때문에 중간값 임계간격을 보편적으로 사용하고 있고, 이와는 별도로 D.R Drew가 합류부 연결로의 기하 구조를 이용하여 임계간격 추정식을 제시하여 임계간격 측정의 어려움을 보완하였다.

합류하는 과정에서 본선 접속차로가 수용할 수 있는 최대 연결로교통량은 다음과 같이 식으로 표시된다.

$$Q_r = \frac{Q_e^{-QT}}{1 - e^{-QT}}$$



〈그림 2〉 Erlang 계수가 1일 때의 연결로 용량

2. 누적 도착 곡선 해석법

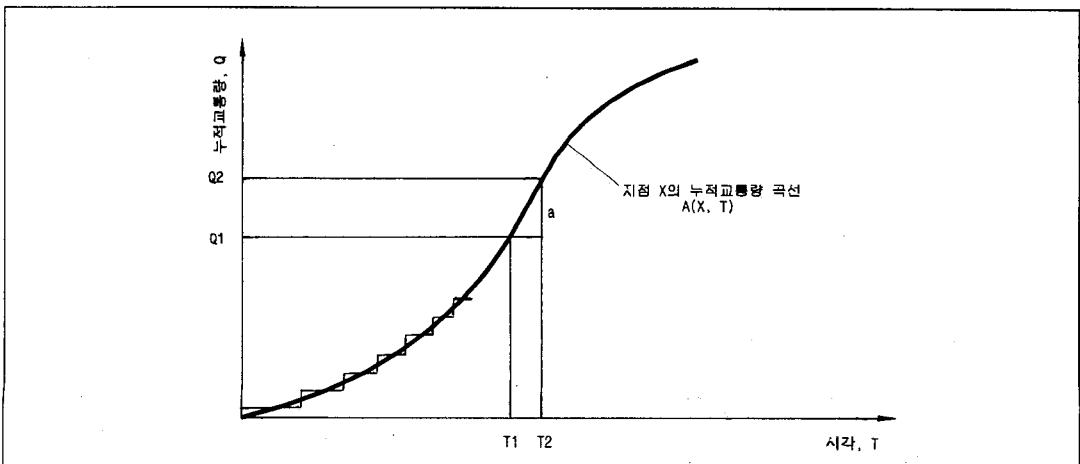
1) 누적 도착 곡선의 기본 개념

Newell(1993)은 고속도로 상의 인접한 두 지점에 대해 차량 도착수의 시차에 대한 누적 곡선을 표시함으로써 두 지점 사이에서 벌어지는 교통 상황의 변화를 파악할 수 있다고 하였다.

〈그림 3〉의 곡선 $A(X, T)$ 는 고속도로상의

지점 X에서의 차량 도착수를 시간 T에 따라서 누적하여 표시한 후 내삽(interpolation)하여 처리한 곡선이다.

T_1 은 지점 X에 Q_1 번째 차량이 도착한 시각이고 T_2 는 지점 X에 Q_2 번째 차량이 도착한 시각이다. 곡선 $A(X, T)$ 에서 시간구간 $T_1 - T_2$ 동안의 평균 기울기 a 는 그 기간의 평균 교통류율(flow rate)을 의미한다.

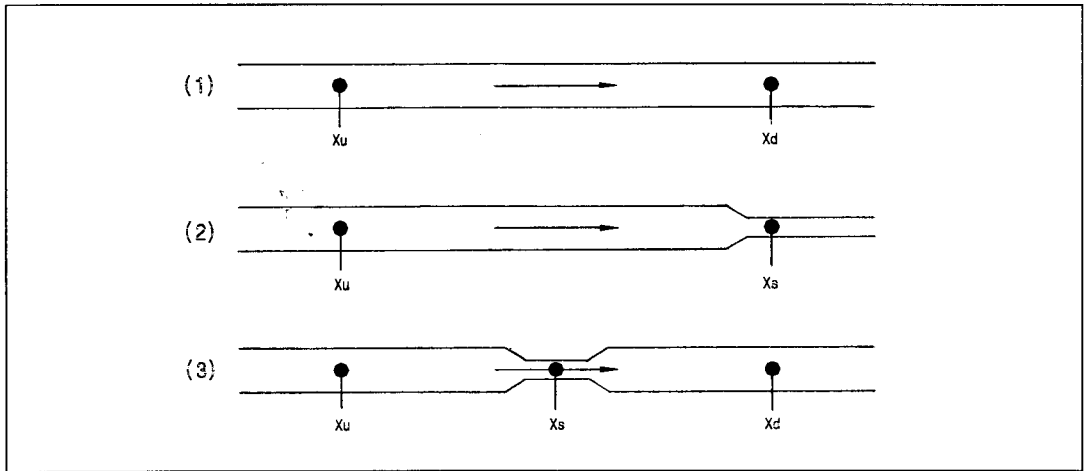


〈그림 3〉 일반적인 교통량 누적 곡선 그래프

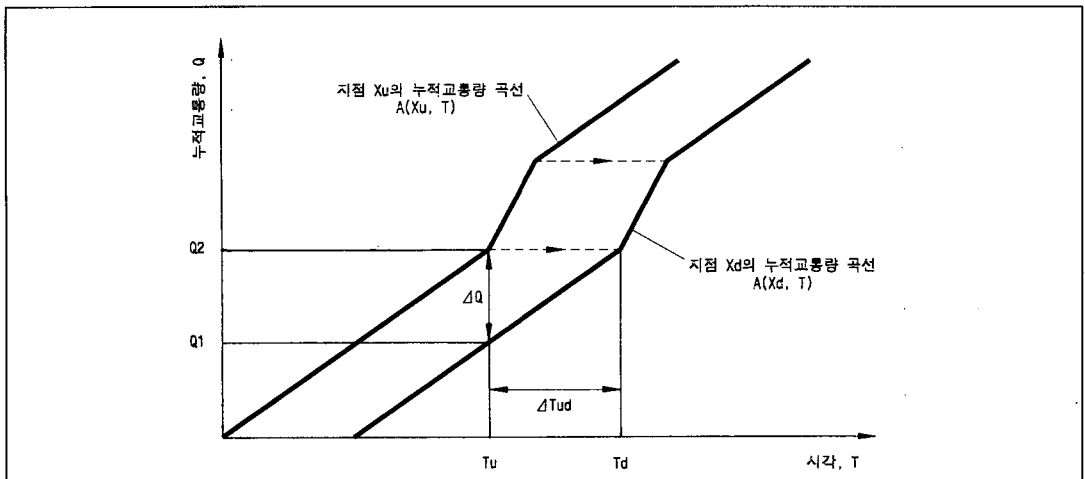
2) 인접한 두 지점의 누적 도착 곡선 비교

〈그림 4〉는 고속도로 상에서 인접한 둘 또는 세 지점에서 벌어질 수 있는 교통 상황 변화를 개념적으로 나타내고 있다. 〈그림 4〉의 (1)은 고속도로 구간의 상류 지점인 X_u 와 하류 지점인 X_d 사이에서 관측기간 동안 아무런 교통 방

해 요인이 발생하지 않은 경우를 나타낸다. 이 경우, 〈그림 5〉에 표시된 바와 같이, 상류 지점 X_u 에서 나타나는 누적 도착 곡선의 형태 변화, 즉 교통류율의 변화(flow rate fluctuation) 양상이 일정한 시간 ΔT_{ud} 가 지난 후에 하류 지점 X_d 에도 그대로 나타나게 된다.(Newell, 1993)



〈그림 4〉 인접 지점간 교통 상황 변화 개념도

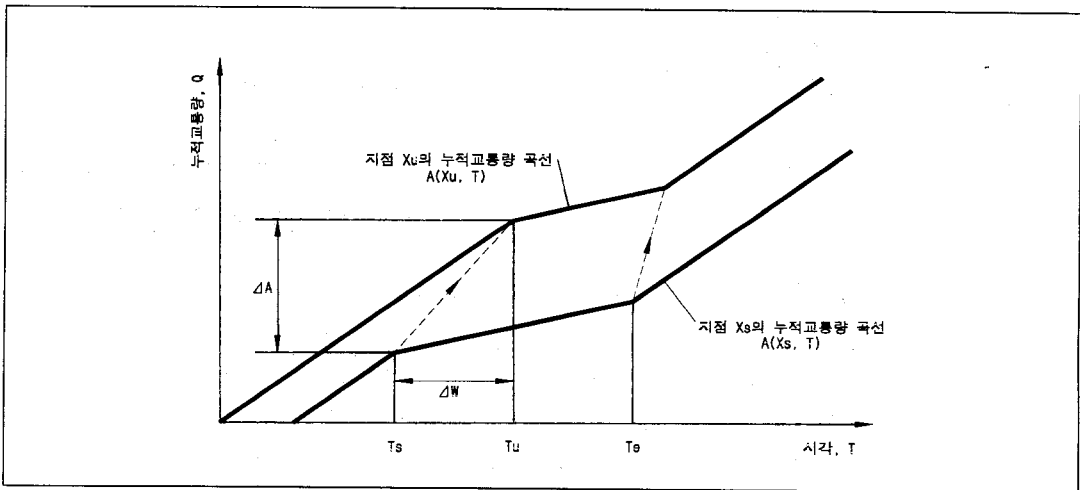


〈그림 5〉 정상 상태에서의 교통류 전파 양상

여기서 ΔT_{ud} 는 한 대의 차량이 도로구간 $X_u - X_d$ 를 운행하는 데에 필요한 실제 주행 시간이 된다. 또한 ΔQ 는 시각 T_u 일 때 도로 구간 $X_u - X_d$ 내에서 운행 중인 차량수를 나타낸다.

<그림 4>의 (2)는 시각 T_s 일 때 하류 지점인 X_s 에 유고나 차로수 감소, 또는 교통와해가 발생하여 교통류율을 제약하기 시작하는 경우

를 나타낸다. 이 경우, <그림 6>에 표시된 바와 같이, 상류 지점인 X_u 에서는 교통와해가 아직 발생하지 않은 상태이므로 계속 차량들이 정상적으로 도착하는 양상을 띄게 된다. 그러나 일정시간 ΔW 가 지난 시각 T_u 가 되면 하류 지점 X_s 에서 발생한 정체 교통류 파동이 상류 지점인 X_u 로 전파되어 지점 X_u 에서는 매우 빠른 속도로 교통와해가 발생하게 된다.



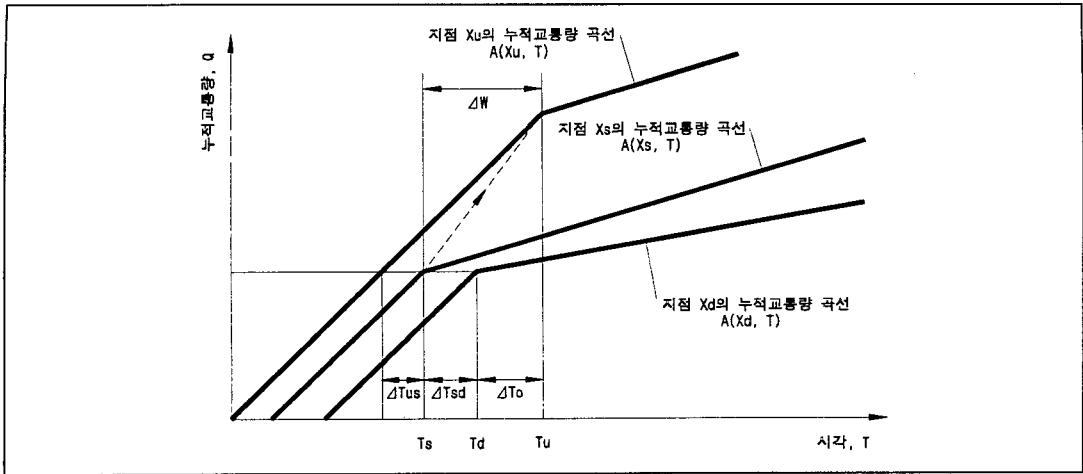
<그림 6> 하류 지점에 정체가 발생한 경우의 교통류 전파 양상

<그림 6>에서 ΔA 는 정체 교통류 파동이 지점 X_s 에서 X_u 로 전파되는 시간 동안, 구간 $X_u - X_s$ 에 누적되는 차량수를 의미한다. 이후 지점 X_s 에서 교통와해 발생 요인이 사라지게 되면 빠른 속도로 교통 상태가 회복되어 회복 교통류 파동의 전달 시간은 정체 교통류 파동의 전달 시간 보다 짧아지게 된다.

<그림 4>의 (3)은 인접한 세 지점 중 가운데 지점인 X_s 에서 시각 T_s 일 때 교통와해가 발생한 경우를 나타낸다. 이 경우, <그림 7>에서 보는 바와 같이, 상류 지점인 X_u 에는 정체 교통류 파동이 전달되므로 일정시간 ΔW 이 지난

후인 시각 T_u 일 때부터 곡선 $A(X_s, T)$ 에 교통류율의 감소가 나타나게 된다. 그러나 하류 지점인 X_d 에서는 지점 X_s 에서의 교통류율의 감소가 구간 $X_s - X_d$ 간의 정상 주행 시간 ΔT_{sd} 후인 시각 T_d 일 때부터 곡선 $A(X_d, T)$ 에 반영된다.

<그림 7>에서 ΔT_{us} 와 ΔT_{sd} 는 각각 정상 상태에서 도로 구간 $X_u - X_s$ 와 $X_s - X_d$ 를 운행하는 데에 필요한 실제 주행 시간이고 ΔT_o 는 지점 X_u 와 X_d 에서 교통류율이 감소하는 시점들간의 시간차이다. 또한 ΔW 는 지점 X_s 에서 지점 X_u 로 정체 교통류 파동이 전파



〈그림 7〉 중간 지점에 정체 발생 시의 교통류 전파 양상

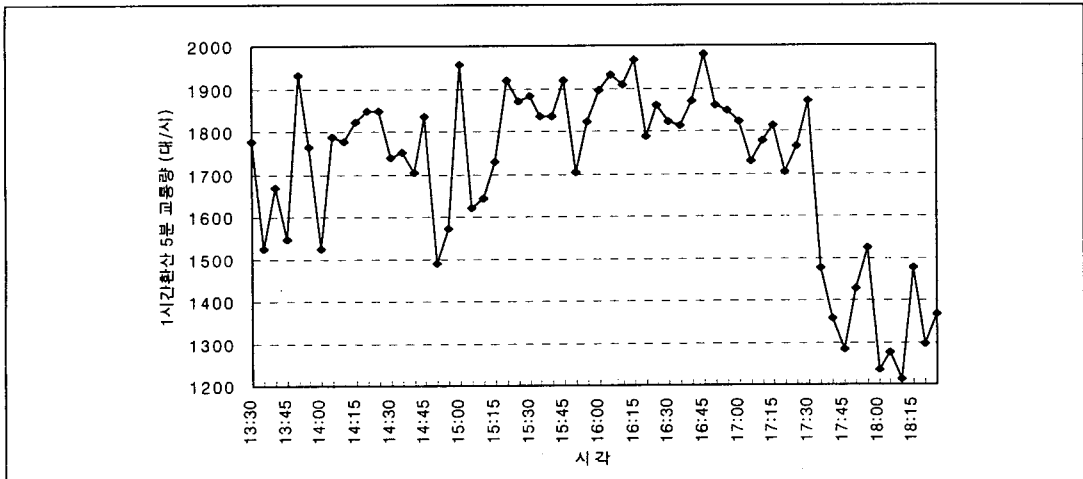
되는 시간이다. 따라서 이들 간의 관계는 다음의 식으로 표시할 수 있다.

$$\Delta W = \Delta T_{sd} + \Delta T_o \quad \text{식 (1)}$$

만약 지점 X_s 의 자료를 얻을 수 없는 경우 지점 X_u 와 지점 X_d 의 자료를 이용, ΔW 를 구함으로써 식(1)에 대입 지점 X_s 에서의 교통 상태 변화 시점을 추정할 수 있다.

3. 교통량 누적 감산법 (Background Flow Count Reduction Method)

일반적으로 교통류율의 증감 추세를 파악하기 위한 방법으로 많이 사용하는 것은 교통량 시계열 그래프를 그리는 것이다. 〈그림 8〉은 교통량 시계열 그래프의 한 예로, 경부선 상행 신갈 J.C 28.6km 지점에서 얻어진 08월07일 13:30 ~ 18:30까지의 5분단위 환산교통량을 시계열 그래프로 나타낸 것이다.

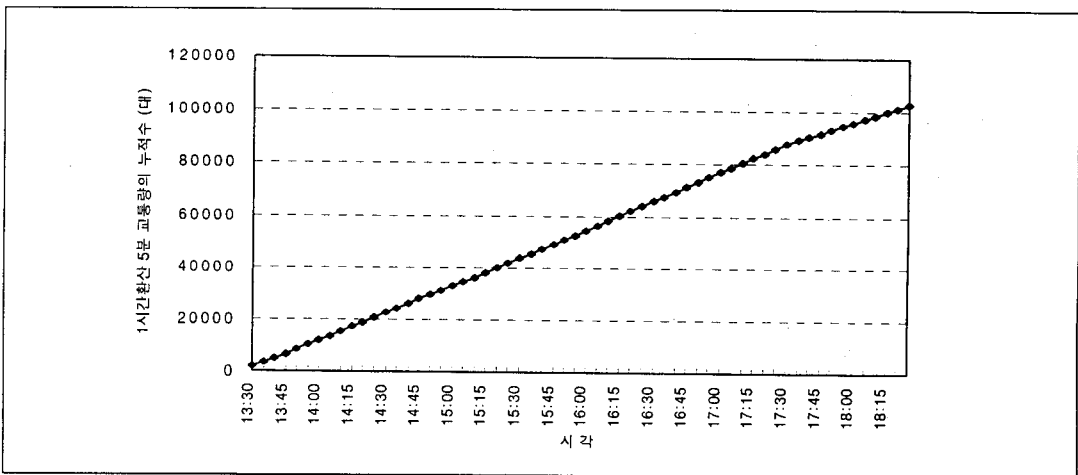


〈그림 8〉 시계열 그래프

〈그림 8〉에서 보이는 바와 같이 시계열 그래프만으로는 교통류율이 이전의 평균적인 추세에 비하여 상대적으로 감소하기 시작하는 시점을 정확하게 판단하기 어려운 점이 있다. 〈그림 8〉에 표시된 자료의 경우, 17:00 이후 전체적으로 교통량이 감소하는 추세를 보임을 알 수 있지만 정확히 어느 시점을 교통류율의 감소 시

작 시점으로 판단해야 하는지 판단 기준이 모호하다.

또 다른 방법으로 전 절에서 언급한 바와 같은 차량의 누적 도착 곡선을 그려 판단하기도 하는데 〈그림 9〉은 〈그림 8〉에서 사용한 5분단위 교통량 자료를 시간에 따라 누적하여 표시한 그래프이다.



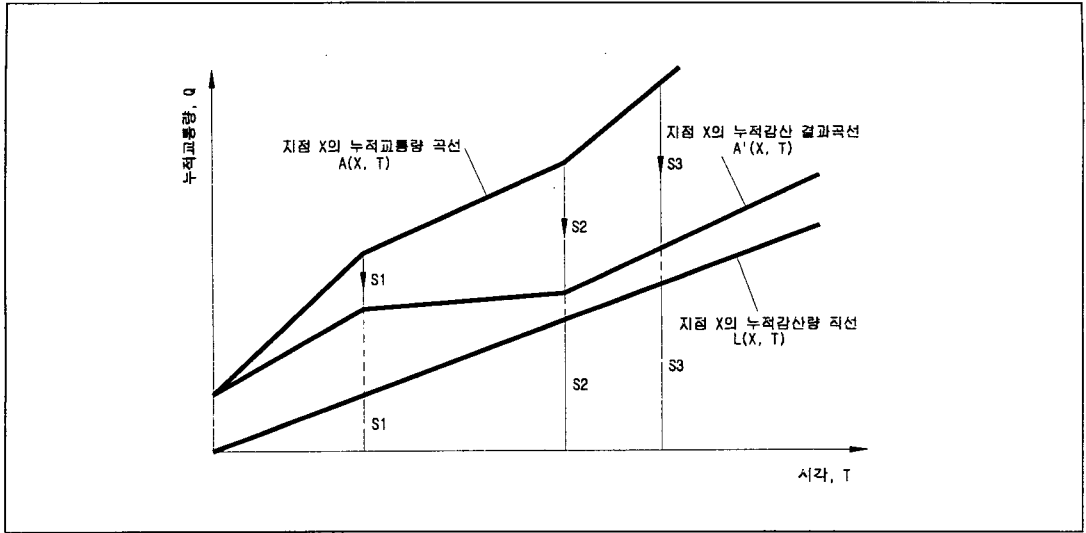
〈그림 9〉 누적 곡선 그래프

누적 도착 곡선 그래프를 사용하면 이론적으로는 교통류율이 이전 추세에 비하여 증가 또는 감소하게 되면 누적 곡선 상에 그 상황 변화가 기울기의 변화로서 반영되어야 하지만 〈그림 9〉에 보이는 것처럼 실제로는 그 변화가 뚜렷하게 나타나지 않아 육안으로 판별하기 어렵다.

이러한 단점의 보완을 위해 본 연구에서는, 〈그림 9〉의 일반적인 누적 곡선에 약간의 조정을 가해, 교통류율의 증감 상황을 보다 명확히 보여주는 방법인 교통량 누적 감산법을 활용하였다. 교통량 누적 감산법은 〈그림 9〉의 일반적인 교통량 누적 곡선으로부터, 단위 시간당 일

정 비율의 교통량을 시간에 따라 누적하여 삭제한 후 다시 그래프로 표시하는 방법이다.

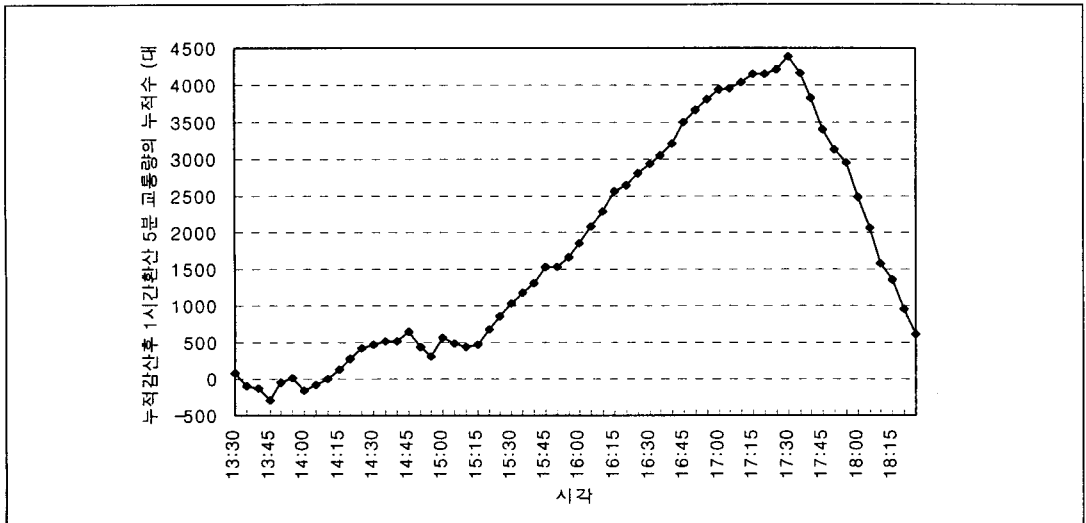
이 방법은 〈그림 10〉에 개념적으로 표시되어 있는데 곡선 $A(X, T)$ 는 지점 X 에서의 시각 T 에 따른 교통량의 누적 곡선이고 직선 $L(X, T)$ 는 누적 곡선 $A(X, T)$ 에 적용될 누적 감산량 직선이다. 곡선 $A'(X, T)$ 는 원래 누적 곡선 $A(X, T)$ 에서 누적 감산량 곡선 $L(X, T)$ 이 감산된 결과 곡선을 나타낸다. 일반적으로 감산 후 결과 곡선인 $A'(X, T)$ 는 원래의 누적 곡선 $A(X, T)$ 에 비하여 교통류율의 증감 변화를 보다 시각적으로 명확히 나타낸다.(Cassidy, 1995)



〈그림 10〉 누적 감산법의 적용 개념도

〈그림 11〉은 〈그림 8〉과 〈그림 9〉에서 사용했던 5분단위 교통량 자료에 누적 감산법을 적용하여 표시한 그래프이다. 그 결과, 시계열 그래

프나 일반적인 교통량 누적 곡선 그래프보다 교통류율의 감소 시작 시점을 분명하게 파악할 수 있다.



〈그림 11〉 누적 감산 후 누적 곡선 그래프

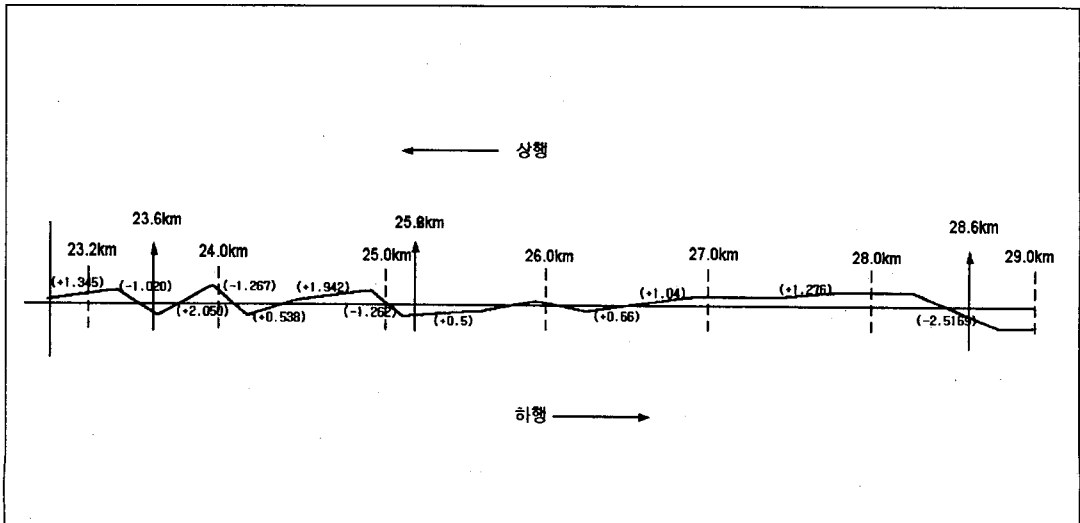
〈그림 11〉을 보면 08월07일의 경우 17:30:00 부터 기존의 안정적인 교통류 상태에 비하여 상대적으로 교통류율이 감소하기 시작하는 추세를 명확히 판단할 수 있다. 〈그림 11〉에 적용한 누적 감산율은 안정적인 교통류 상태의 평균 교통류율인 1,870대/시의 95%인 1700대/시를 적용하였다.

교통량 누적 감산법을 사용하는 경우 누적 감산율의 크기는 교통류율이 기존에 비하여 상대적으로 증가 또는 감소하기 시작하는 시점을 명확하게 표시해주는 역할만을 담당할 뿐 교통류율 증감 발생 시점 자체에 변화를 일으키지는 않는다. 그러나 누적 감산율을 지나치게 적거나 많이 설정하는 경우 또한 교통류율의 변화 시점을 파악하기는 어려우므로 교통류율이 높은 시간대의 평균 교통류율과 낮은 시간대의 평균 교통류율간의 차이 값을 택하면 적당하며 일반적으로는 교통류율이 높은 시간대 평균 교통류율의 약 90 ~ 95%정도를 누적 감산율로 설정하는 것이 적절하다.

Ⅲ. 자료수집 및 방법

1. 조사구간 선정 및 현황

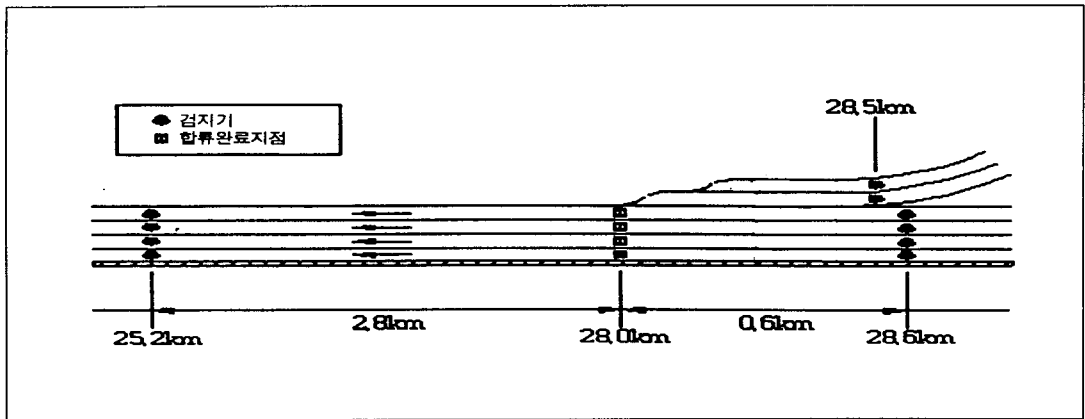
조사대상 구간의 합류부로 고속도로 경부선 상행선에 위치한 신갈 J.C의 합류구간을 선정하였다. 선정된 합류구간의 하류방향(downstream)에 병목 구간이 없고 상류방향(upstream)에 먼저 분류부가 설치되어 있는 전형적인 형태로서 대상 구간에 있어 본선 자체의 용량 초과 가능성이 적은 구간이다. 대상 합류구간 내 약간의 오르막 구간(2%)이 있기는 하지만 전체적으로 평탄한 지형이고 도로 선형도 직선이다. 이 지점에는 본선과 연결로에 각각 차량검지기(VDS)가 위치하여 자료의 취득이 용이하며 자료 검토 결과 매일 오후 4시를 전후로 비교적 주기적인 교통와해가 발생하고 있다. 〈그림 12〉는 신갈 J.C를 전후한 조사구간의 구배 조건을 개략적으로 표시한 것이다.



〈그림 12〉 조사구간 전후의 종단선형도

분석 대상 합류부로 선정된 신갈 J.C는 본선 4차로와 연결로 2차로로 구성된, 비교적 규모가 큰 고속도로 유출입시설이다. 검지기는 본선의 합류완료지점에 설치되어 있는 것이 이상적이지만 분석 대상지점으로 선택한 신갈 J.C의 본선에는 검지기가 합류완료지점으로부터 상류 방향으로 약 600m정도 떨어진 28.6km 지점에

설치되어 있는 관계로 두 교통류의 정확한 상층 시점 자료를 추정하기 위하여 경부선 상행 25.2km 지점에서 얻어진 본선 구간 자료를 보충적으로 사용하였다. 연결로의 경우 28.5km 지점에 검지기가 설치되어 있다. <그림 13>은 신갈 J.C 전후 조사구간의 검지기 위치 및 이정을 간략히 표시한 것이다.



<그림 13> 신갈 J.C 전후 검지기 위치도

2. 자료수집 내용

자료 수집 기간은 1996년 8월 1일 ~ 10월 09일까지의 70일간이었고 검지기에서 얻어진 자료들은 30초단위의 교통량과 평균속도로 구성되어 있다. 교통와해 시점의 추정 단계에서는 이들을 5분단위 자료로 변환하여 사용하였고 합류용량 모형의 평가 단계에서는 15분단위 자료로 변환하여 분석하였다.

취득한 자료의 정확성을 제고하고자 비디오 촬영과 현장조사 방법을 보완적으로 사용하였으며 중차량 비율 자료는 비디오 촬영후 인력으로 분석하였다.

3. 자료 분석방법

1) 조사자료의 한계

본 연구에서 사용한 자료는 앞에서 언급한 바와 같이 신갈 J.C의 합류완료지점인 경부선 상행 28.0km 지점에서 수집된 자료가 아니라 합류완료지점으로부터 상류 방향으로 약 600m 정도 떨어져 있는 합류시작지점인 28.6km 지점에서 수집되었다. 따라서 28.6km 지점을 통과한 교통량 중 어느 시점의 자료들이 28.0km 지점에서 연결로 교통류와 상충을 일으켰는지 파악하는 것은 자료를 이용함에 있어 매우 중요한 문제가 된다.

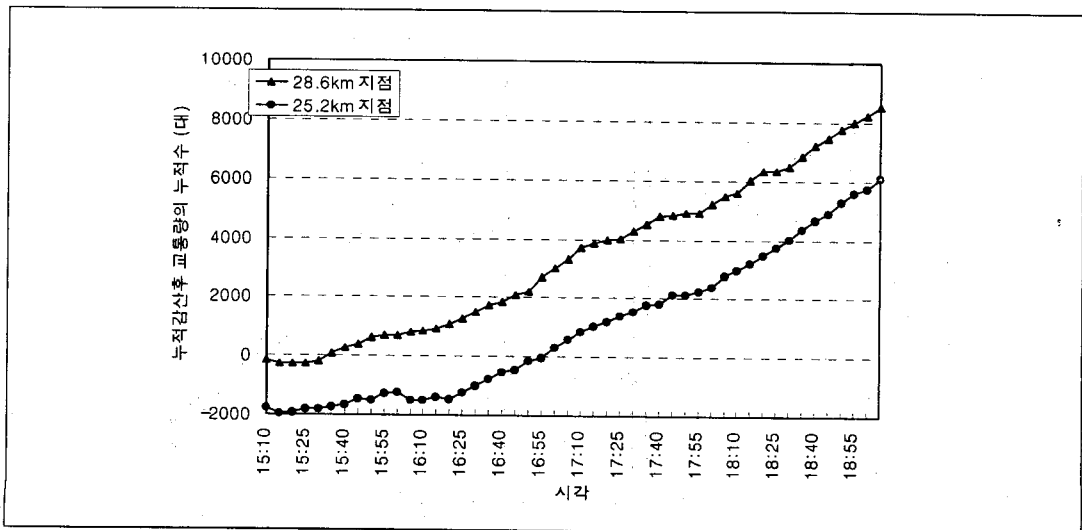
본 연구에서는 검지기 자료를 분석하는 것 이외에도 비디오 분석과 현지 조사를 부분적으로 시행하여 검지기 자료를 보완하였는데 비디오 분석과 현장 조사 결과 28.6km 지점에 정체 교통류가 도착하여 검지기에 교통와해가 표시되기 시작하는 시각과 합류완료지점인 28.0km 지점의 하류부에서 최초로 교통와해가 발생하는 시각 사이에는 평균적으로 약 30분 이상의 큰 차이를 보였다. 따라서 본 연구에서는 인접한 지점들의 누적 곡선에 대해 교통량 누적 감소법을 적용하여 28.0km 지점에서 발생한 교통와해의 충격과가 상류방향인 28.6km 지점으로 전파되는 시간을 계산함으로써 합류완료지점에서 본선과 연결로 교통류가 상충하여 교통와해를 유발한 시점의 교통량 자료를 추정하였다.

2) 교통와해 발생 시점 추정

신갈 J.C의 경우 28.6km 지점은 <그림 4>의 (3)에서 표시된 바와 같이, 자료를 얻을 수 있

는 상류 지점 X_u 라고 생각할 수 있으며 하류 방향 기본구간 내의 25.2km 지점은 하류지점 X_d 라고 할 수 있고 합류완료지점인 28.0km 지점은 교통와해가 발생한 지점인 X_s 로 생각할 수 있다. 따라서 식(1)에서와 같이 28.6km 지점과 25.2km 지점에서 교통류율이 감소하는 시점간의 시간차에 28.0km지점에서 25.2km지점으로 운행하는 데에 필요한 정상 상태의 실제 주행시간을 합하면 28.0km 지점에서 28.6km 지점으로 정체 교통류 파동이 전파되는 시간을 계산할 수 있다.

여기서 28.0km 지점에서 25.2km 지점에서의 정상 상태의 주행시간은 차량의 속도를 60km정도로 가정하였을 경우 두 지점간의 거리 차가 2.8km 정도이므로 3분 정도가 소요된다. 그러나 본 연구에서는 용량 평가 모형 구축을 위해 5분 단위 교통량을 최소 자료수집 단위로 설정하였으므로 실제 주행시간을 5분으로 올림하여 사용하기로 한다.



<그림 14> 시간대별 누적 교통량 곡선(08월 이일)

〈그림 14〉는 하루 중 교통와해가 발생하지 않은 08월01일의 5분단위 교통량 자료를 누적시킨 뒤 누적 감산법을 적용하여 표시한 것이다. 〈그림 14〉에서 보는 바와 같이 상류 지점인 28.6km 지점에서 나타나는 교통류율의 변화 양상이 약 5분 정도 지난 후에 25.2km 지점에도 나타나는 점으로 볼 때 이와 같은 주행시간의 올림 처리는 실제 결과에 큰 영향을 주지 않을 것으로 판단된다.

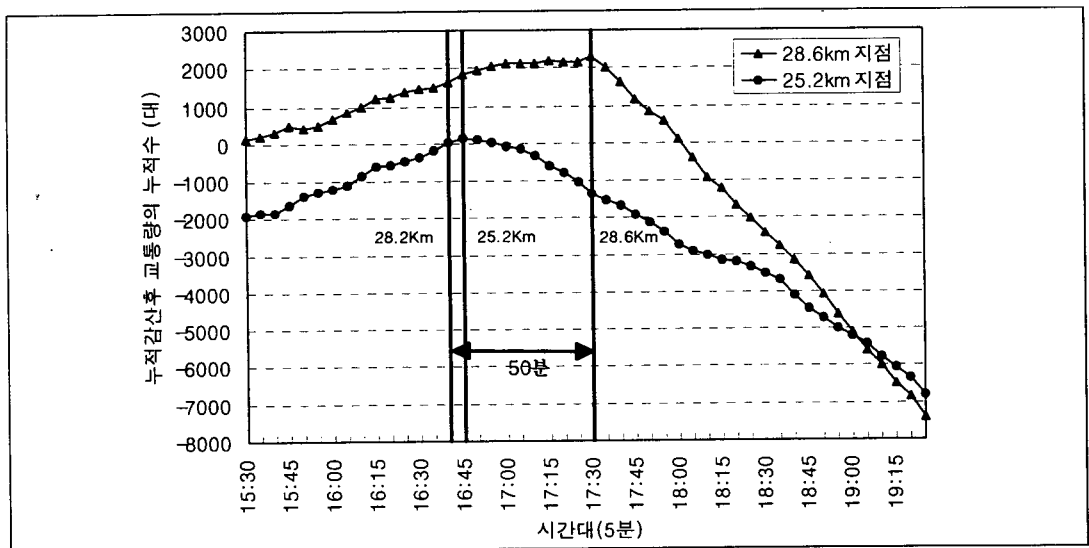
실제로 본 연구에서는 08월07일 자료에 대하여 30초를 최소 자료 수집 단위로 설정하여 정체 교통류 전파 시간을 계산하여 보았는데 5분단위 교통량으로 계산한 경우 정체 교통류 파동의 전파시간이 50분으로 계산된 반면 30초단위 교통량을 사용한 경우 47분 30초로 계산되었으므로 2분30초 정도의 차이만을 보이고 있다.

참고로 누적 감산법을 적용함에 있어서 25.2km 지점의 교통류 상태는 안정적인 상태(안정류)를 유지하여야만 한다. 만약 25.2km 지점에서 교통와해가 발생한 상황이라면, 상류 지점(28.0km)에서 교통류율 감소가 전달되었다기

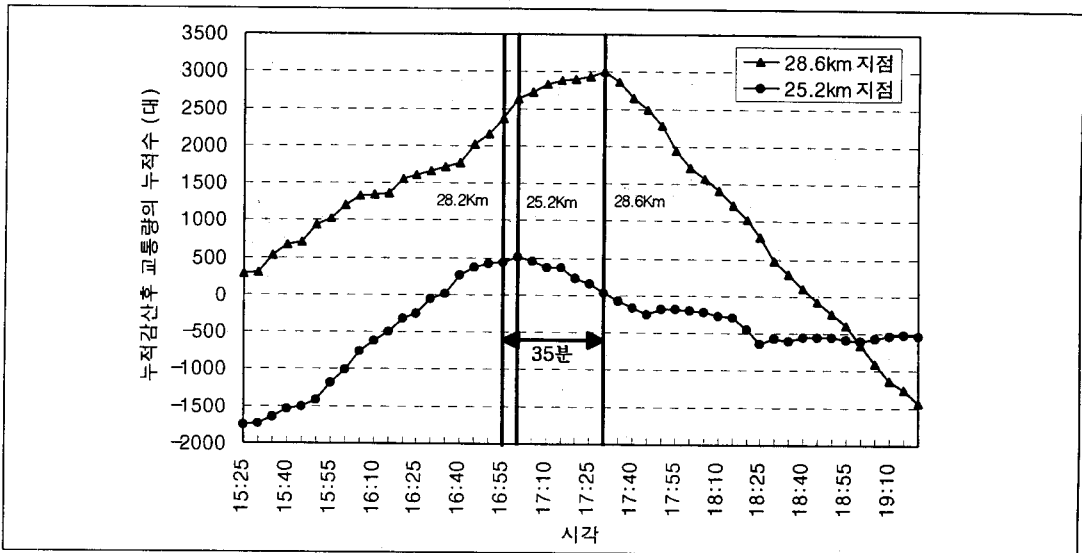
보다는 자체적인 교통와해의 영향으로 교통류율이 감소하였다고 할 수 있으므로 이와 같은 경우는 분석 대상에서 제외하였다.

다음의 〈그림 15〉 ~ 〈그림 16〉은 실제 5분단위 교통량 자료들을 누적한 후 누적 감산법을 적용한 곡선들을 나타낸 것이다. 그림들에 나타난 것과 같이, 신갈 J.C의 경우 일반적으로 합류 완료지점인 28.0km 지점으로부터 합류시작지점인 28.6km 지점까지 정체 교통류 파동이 전파되는 시간이 약 30 ~ 50분 정도인 것으로 추정되었다. 이는 비디오 분석이나 현지 조사를 통하여 얻어진 결과와도 어느 정도 일치하는 수치라고 할 수 있다.

그러나 경우에 따라서는 정체 교통류 파동이 전파되는 시간이 15분 정도로 비교적 작게 추정된 날도 있는데 이는 합류완료지점의 하류 지점 교통류 밀도가 높다면 연결로 교통류의 유입 강도가 큰 경우, 또는 합류완료지점에서 교통와해가 발생하고 난 후 본선 교통류의 진입량이 지속적으로 많은 경우등의 여타 요인들에 기인한 것으로 판단된다.



〈그림 15〉 정체 교통류 파동 전파 시간 추정(08월07일)



〈그림 16〉 정체 교통류 파동 전파 시간 추정(08월08일)

〈표 3〉은 분석 대상으로서의 조건을 만족시키는 14일 간의 교통량 자료에 대해 교통량 누적 감산법을 적용한 후, 합류완료지점에서의 교통와해 발생 시점을 추정한 결과를 표로 정리한 것이다.

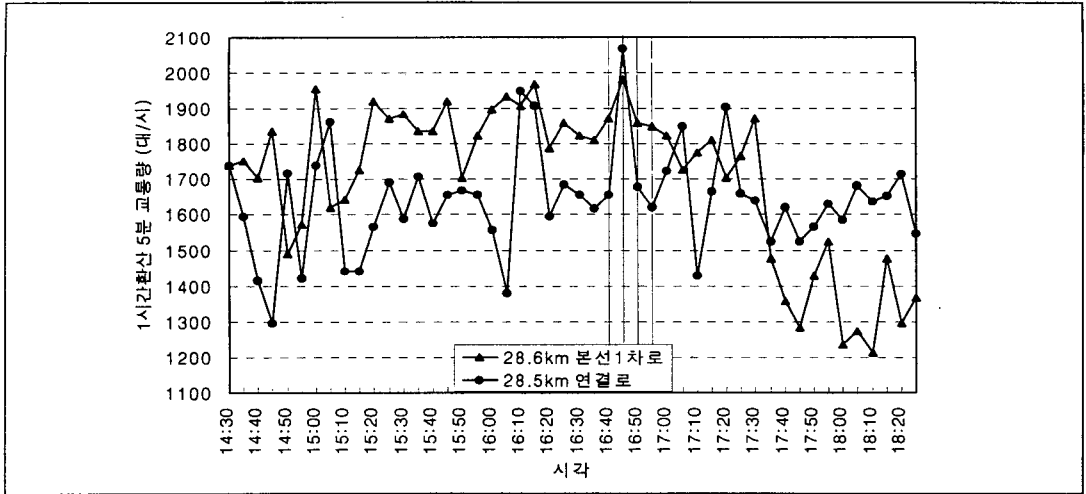
〈그림 17〉 ~ 〈그림 18〉은 각각 〈그림 15〉 ~ 〈그림 16〉에 사용된 5분단위 교통량 자료들을 시계열 그래프로 표시한 것이다. 그림에서 빗금으로 표시된 부분은 합류완료지점에서 교통와

해가 시작되었을 것이라고 추정된 시점부터의 15분간의 자료를 나타낸 것으로서 이 시점에 가까워지면서 전반적으로 연결로 교통류율이 급증하고 있는 모습을 볼 수 있다.

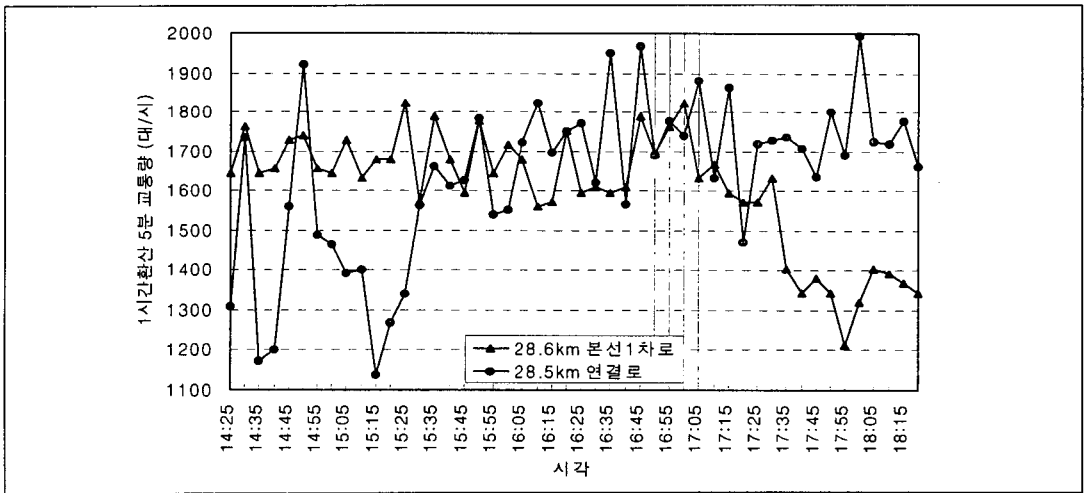
이상의 결과는 본 연구에서 사용한 교통량 누적 감산법이 합류완료지점에서의 교통와해 발생 시점을 추정하는데 있어서 비교적 적합한 방법임을 나타내 준다.

〈표 3〉 교통와해 발생 시점 추정

날 짜	28.6km 정체	정체전파시간	28.0km 정체	날 짜	28.6km 정체	정체전파시간	28.0km 정체
08월07일	17:30:00	50분	16:40:00	09월10일	17:05:00	30분	16:35:00
08월08일	17:25:00	35분	16:50:00	09월11일	17:10:00	30분	16:40:00
08월12일	17:40:00	45분	16:55:00	09월12일	16:40:00	45분	15:55:00
08월19일	18:15:00	100분	16:35:00	09월13일	16:10:00	20분	15:50:00
08월21일	17:10:00	45분	16:25:00	09월18일	17:35:00	65분	16:30:00
08월23일	17:15:00	45분	16:30:00	09월30일	19:10:00	55분	18:15:00
09월09일	17:35:00	30분	17:05:00	10월02일	17:10:00	15분	16:55:00



〈그림 17〉 교통와해 전후 교통량 시계열 그래프(08월07일)



〈그림 18〉 교통와해 전후 교통량 시계열 그래프(08월08일)

〈표 4〉는 본선 28.6Km 지점에서의 교통와해 전후의 15분자료를 나타낸 자료로서 본선 차로 별로 교통량 및 속도를 나타내고 있다. 표에서 보는 바와 같이 신갈 J/C 상행선 합류구간은 1차로에서 교통와해가 발생한 후 옆 차로인 2, 3, 4차로 순으로 교통와해 현상이 전이되는 것으

로 추정된다. 이는 합류부 이전에 분류부가 위치해 있는 관계로 본선 4차로의 경우 평균적으로 교통량이 매우 낮은 상태로 운영되어 연결로 교통류가 유입되더라도 직접적으로 연결로 접속차로인 4차로부터 교통와해가 발생되지 않는 것으로 판단된다. 분석구간에서의 교통와해

현상은 4차로로 유입된 연결로 교통량이 본선 내측차로쪽으로 차로변경 행태를 나타내고 이로 인한 차로간 마찰력(lane friction)과 상호작용(interaction)으로 인해 본선 교통류의 불안정성이 가증되어 본선 차로중 가장 교통량이 많은 1차로부터 교통와해가 발생하는 것으로 추정된다. 따라서 신갈 J/C의 분석구간에서 교통와해가 발생하는 정확한 지점은 28.0Km 지점의 하류부로 추정되고 하류부까지의 거리는 연결

로 차량이 합류완료되는 지점인 28.0Km 지점에서 본선 내측차로로 차로변경에 필요한 거리에 해당된다. 또한 28.0Km 지점의 하류부 구간은 <그림 12>에서 보는 바와 같이 하향구배를 나타내어 상류부보다 용량이 더 확보되는 구간으로서 하류부 구간의 교통와해 발생으로 인한 상류부 쪽으로의 충격과 속도는 매우 작을 것으로 예견된다.

<표 4> 교통와해 전후의 교통자료(28.6Km)

(단위 : 대/시, km/시)

날 짜	시 간	1 차 로		2 차 로		3 차 로		4 차 로		전 체	
		교통량	속도	교통량	속도	교통량	속도	교통량	속도	교통량	속도
96/08/07	17:25:00	1764	87.7	1632	89.2	1344	86.7	684	87	5424	87.8
96/08/07	17:30:00	1872	65.2	1500	77.3	1188	77.9	708	82.7	5268	73.9
96/08/07	17:35:00	1476	26.4	1524	43.5	1380	65.7	1164	70.7	5544	50.2
96/08/08	17:20:00	1572	80.9	1476	81.1	1284	82.3	792	88.3	5124	82.5
96/08/08	17:25:00	1572	66.2	1428	74.1	284	78.8	720	78.7	5004	73.5
96/08/08	17:30:00	1632	69.8	1524	73.9	1320	81.2	1044	82.1	5520	76.0
96/08/12	17:35:00	1704	72.3	1632	75.5	1308	77.3	936	80.7	5580	75.8
96/08/12	17:40:00	1545	35	1560	48	1332	67.5	1152	78.5	5589	55.3
96/08/12	17:45:00	1356	19.5	1368	22.6	1308	38.1	1236	58.5	5268	34.1
96/08/19	18:10:00	1908	81	1656	80.6	1368	81.1	948	85.3	5880	81.6
96/08/19	18:15:00	1860	46.4	1596	61.1	1452	72.8	900	81.4	5808	62.5
96/08/19	18:20:00	1572	27.6	1560	46.6	1540	62.9	1224	74.2	5896	51.5
96/08/21	17:05:00	1836	83.4	1656	83.1	1488	80.1	792	83.8	5772	82.5
96/08/21	17:10:00	1813	51.5	1632	62.3	1368	75.4	876	82.6	5689	65.1
96/08/21	17:15:00	1787	39.5	1452	48.4	1476	62.9	996	77.1	5711	54.4
96/08/23	17:10:00	1740	86.9	1692	84.9	1356	84.7	732	88.6	5520	86.0
96/08/23	17:15:00	1827	45.4	1608	63.8	1428	72.5	948	76.3	5811	62.2
96/08/23	17:20:00	1440	19.2	1404	24.4	1452	54.1	1416	66.2	5712	41.0
96/09/09	17:30:00	1728	72.4	1656	68.4	1524	82.2	1056	85.4	5964	76.1
96/09/09	17:35:00	1728	40.8	1872	50.5	1548	66.8	1152	76.2	6300	56.5
96/09/09	17:40:00	1500	24.8	1427	26.9	1476	44.1	1308	65.1	5711	39.5
96/09/10	17:00:00	1932	79	1608	83.2	1560	83.5	828	81.9	5928	81.7
96/09/10	17:05:00	1640	43.6	1573	58.3	1453	70.6	933	74	5599	59.8
96/09/10	17:10:00	1488	24.9	1333	25.9	1452	37.9	1236	60	5509	36.4
96/09/11	17:05:00	1944	78.7	1680	74.7	1428	80.4	876	85.1	5928	78.9
96/09/11	17:10:00	1440	34.8	1453	40.6	1573	58.4	987	71.7	5453	49.8
96/09/11	17:15:00	1512	23.3	1368	29.6	1356	44.3	1416	61.1	5652	39.3
96/09/12	16:35:00	1908	76.3	1692	78.2	1380	76.4	708	81.3	5688	77.5
96/09/12	16:40:00	1560	33.2	1627	50.3	1284	63.5	907	74.2	5378	52.5
96/09/12	16:45:00	1728	41.7	1572	56.8	1416	66.9	792	75.7	5508	57.4
96/09/13	16:05:00	1956	78.4	1584	77.5	1410	81.6	636	80.8	5586	79.2
96/09/13	16:10:00	1572	50.3	1548	57.8	1413	73.5	864	80.3	5397	63.3
96/09/13	16:15:00	1596	31.9	1512	53.4	1536	72.7	816	82	5460	56.8
96/09/18	17:30:00	2052	90.1	1680	89.1	1368	84.3	756	88.3	5856	88.2
96/09/18	17:35:00	1770	51.6	1620	67.3	1455	74.9	1050	84.3	5895	67.5
96/09/18	17:40:00	1520	32.5	1520	34.4	1320	46	1307	60.9	5667	42.7
96/09/30	19:05:00	1572	75.1	1356	77	1248	75.8	828	81.1	5004	76.8
96/09/30	19:10:00	1584	69.1	1404	69.2	1224	70.6	624	80.2	4836	70.9
96/09/30	19:15:00	1428	26.3	1404	43.2	1272	61.6	1068	70.4	5172	48.7
96/10/02	17:05:00	1608	66.7	1428	68	1320	70.7	792	72.8	5148	69.0
96/10/02	17:10:00	1500	31	1416	43.8	1368	57.7	1140	63	5424	47.8
96/10/02	17:15:00	1140	18.7	1212	20.1	1260	34.3	1224	45.5	4836	29.9

IV. 합류교통량 비교 · 평가

1. 합류교통량 평가식 구축

〈표 3〉에 표시된 바와 같이 합류완료지점 28.0km 지점에서 교통와해가 발생하기 시작한 것으로 추정된 시점을 기준으로, 안정 교통류 상태를 유지한 직전 3시간 동안의 5분단위 교통량 자료들을 15분단위로 합산하여 합류교통량 평가식의 개발에 사용하였다. 사용한 자료들 중 8월 1일, 2일, 5일 자료의 경우 하루 동안 본선의 28.6km 지점에서 교통와해가 발생하지 않았기 때문에 하루 중 교통류 수준이 가장 높았던 3시간의 교통량 자료를 사용하였다.

본 연구에서는, 합류부의 용량을 평가하기 위한 선형 회귀식을 구축하는 데에 있어 앞서 언급한 안정 교통류 상태의 교통량 자료들 중 본선 전차로 교통량이 5,300 ~ 5,650대/시인 경우에 해당하는 자료들만을 합류교통량 평가식 개발의 대상으로 선정하였다.

본선 전차로 교통량 수준을 5,300 ~ 5,650대/시로 제한한 이유는 첫째, 분석에 사용된 14회의 교통와해 발생 중 약 72%정도가 이 범위의 교통량 수준에서 발생하여 절대적으로 교통와해 발생 빈도가 높은 교통량 수준이기 때문이며 둘째, 본선 전차로 교통량이 그 이상의 수준에서 교통와해가 발생한 경우는 단 1회로서 거의 없을 뿐만 아니라 안정 교통류 상태의 15분 단위 교통량 자료 또한 거의 관측 빈도가 희박하여 모형화하기 어려웠다. 또한 본선 전차로

교통량 수준이 5,300대/시 이하로서 교통와해가 발생한 경우는 3회 있었으나 자료 특성상 이 범위에 해당하는 자료들의 연결로 교통량이 매우 작은 관계로 모형구축을 위한 자료에서 제외하였다. 물론 본선 교통량이 매우 작은 상황에서 교통와해가 발생한 경우는 검지기 자료만으로는 파악하기 어려운 이외의 상황, 즉 기타 유고 발생 등의 예외적인 상황 발생에 따른 것일 수 있다는 점도 고려하였다.

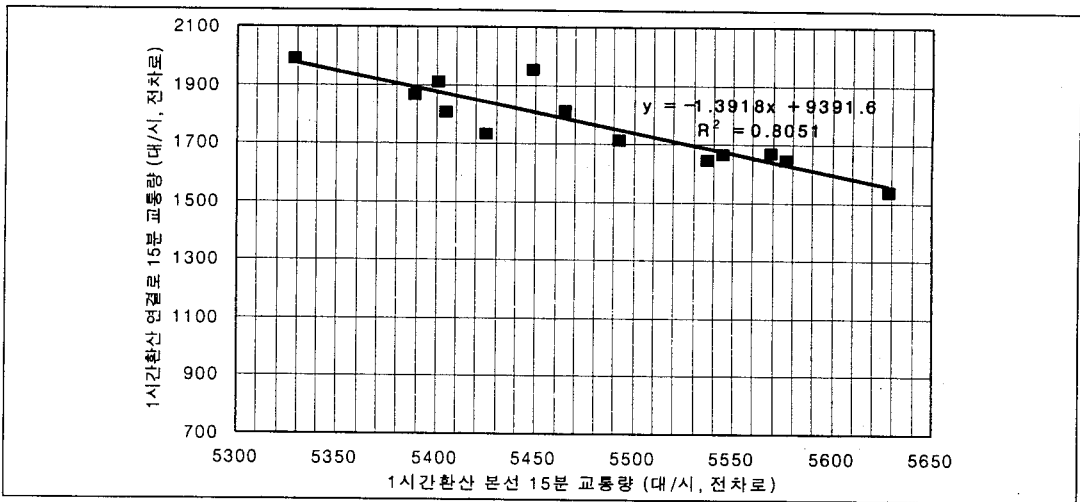
위와 같은 조건에 따라 선별된 안정교통류 상태의 교통량자료들을 본선 전차로 교통량 수준에 따라 10대 단위로 구분하여 정렬한 후, 각각의 구분 단위에 포함된 자료들 중 연결로 교통량이 가장 많은 경우만을 선별하였다. 따라서 선형회귀식 작성에 사용된 교통량 자료는 각각의 구분 단위 내에서 안정 교통류 상태로서 관측될 수 있는 최대 관측교통량이 된다.

〈표 5〉는 합류교통량 평가식 구축을 위한 선형 회귀식의 작성에 사용된 안정 교통류 상태의 자료를 나타낸 것이다. 〈그림 19〉는 〈표 5〉에서 제시된 자료를 점도표로 표시한 다음, 선형 회귀분석 결과를 나타낸다.

위에서 제시한 결과는 안정 교통류 상태에 해당하는 총 250여개의 자료점들을 앞서 제시한 기준에 근거하여 선별한 관계로, 13개 정도의 자료점들만이 사용되었다. 그러나 〈그림 19〉에 나타나 있는 것과 같이 본선 전차로 교통량과 연결로 교통량간의 선형 회귀식은 결정계수가 $R^2 = 0.81$ 로서 적합한 관계식임을 나타내 주고 있다.

〈표 5〉 합류용량 평가 자료

본선 전차로	연결로 전차로	본선 전차로	연결로 전차로	본선 전차로	연결로 전차로	본선 전차로	연결로 전차로
5328	1992	5424	1737	5492	1716	5568	1672
5388	1872	5448	1959	5536	1648	5576	1648
5400	1916	5464	1816	5544	1668	5628	1541
5404	1812						



〈그림 19〉 선형 회귀 분석을 이용한 합류교통량 평가식

〈표 6〉 합류가능 교통량 평가표 (대/시)

용량평가표 (본선 전차로 : 5300~5650대/시)					
본선	연결로	합류가능 교통량	본선	연결로	합류가능 교통량
5300	2015	7315	5500	1736	7236
5325	1980	7305	5525	1701	7226
5350	1945	7295	5550	1667	7217
5375	1910	7285	5575	1632	7207
5400	1875	7275	5600	1597	7197
5425	1841	7266	5625	1562	7187
5450	1806	7256	5650	1527	7177
5475	1771	7246			

〈그림 19〉에 제시되어 있는 선형 회귀식은 기울기가 -1.3918인 직선식으로서 기울기가 -1 보다 작다. 이는, 어떤 안정 교통류 상태로부터 본선교통량이 증가하게 되면 합류 가능한 연결로교통량 수준은 본선 교통량의 증가분보다 더 크게 감소하여 전체적으로는 안정 상태를 유지하면서 합류 가능한 본선과 연결로 교통량의 합, 즉 합류 교통량 수준이 이전 상태에 비하여

더 작아지게 됨을 의미한다. 이는 본선 교통량 수준이 증가함에 따라 연결로 차량 1대당 유입 영향이 예상보다 훨씬 큰 폭으로 증가함을 의미한다. 〈표 6〉은 〈그림 19〉에 표시된 합류용량 평가식으로부터 계산된, 본선 전차로 교통량 5,300 ~ 5,650대/시 범위에 대한 합류가능 교통량표이다.

〈표 7〉 교통와해 발생시 비교·평가

계산된 교통량			실제 교통량		비교
본선	연결로	합류량	연결로	합류량	실제-가능
5332	1970	7302	2004	7336	34
5436	1825	7261	1800	7236	-25
5472	1775	7247	2040	7512	265
5512	1719	7231	1884	7396	165
5540	1681	7221	1732	7272	51
5540	1681	7221	1960	7500	279
5564	1647	7211	1908	7472	261
5576	1630	7206	1968	7544	338
5612	1580	7192	2016	7628	436
5672	1497	7169	1800	7472	303

〈표 7〉은 실제로 교통와해가 발생한 경우의 교통량 자료와 작성된 합류용량 평가식으로 계산한 합류 가능 교통량 자료를 비교하고 있다. 표에서 보는 바와 같이, 교통와해가 발생한 경우에는 실제 연결로 교통량이 합류용량 평가식에 의한 합류 가능 연결로 교통량에 비하여 한 가지 경우를 제외하고는 모두 많음을 알 수 있고 이 경우 또한 합류 가능 한계에 불과 25대/시의 차이만을 나타내고 있다.

2. 기존모형과의 비교·평가

1) 기존 모형의 접근 방법

합류용량을 산정하기 위한 HCM의 회귀 모형은 어떤 안정 교통류 상태에서 본선 교통량이 증가하게 되면 합류 가능한 연결로 교통량 수준은 본선 교통량의 증가분만큼만 감소하여 전체적으로는 안정 상태를 유지하면서 합류 가능한 합류 교통량 수준은 일정하게 유지된다는 것을 기본 가정으로 하고 있다. 따라서 HCM의 합류용량 모형을 사용하는 경우 본선-연결로 점도표에 대해 선형 회귀식을 작성할 때 회귀 직선의 기울기는 -1이 된다. 이는 본선

교통량의 증감에 따른 연결로 차량 1대당 유입 영향은 일정하게 유지됨을 의미한다.

〈표 8〉은 간격수락모형식에 의해 계산된 합류가능 용량을 표로 표시한 것이다. 간격수락모형의 경우 모형식이 비선형(지수식)으로 표시되는 관계로 〈표 8〉에 제시된 계산 결과를 선형 회귀 분석 처리함으로써 회귀 직선의 기울기를 산정하였다. 〈그림 20〉은 이들 계산치를 점도표로 표시하고 선형 회귀를 적용한 결과를 표시한 것이다. 참고로 〈표 8〉과 〈그림 20〉은 이상적인 조건하의 본선 2차로와 연결로 1차로로 구성된 합류부에서 임계 간격 2.2초와 그리고 Erlang 계수가 2인 경우를 바탕으로 하였다.

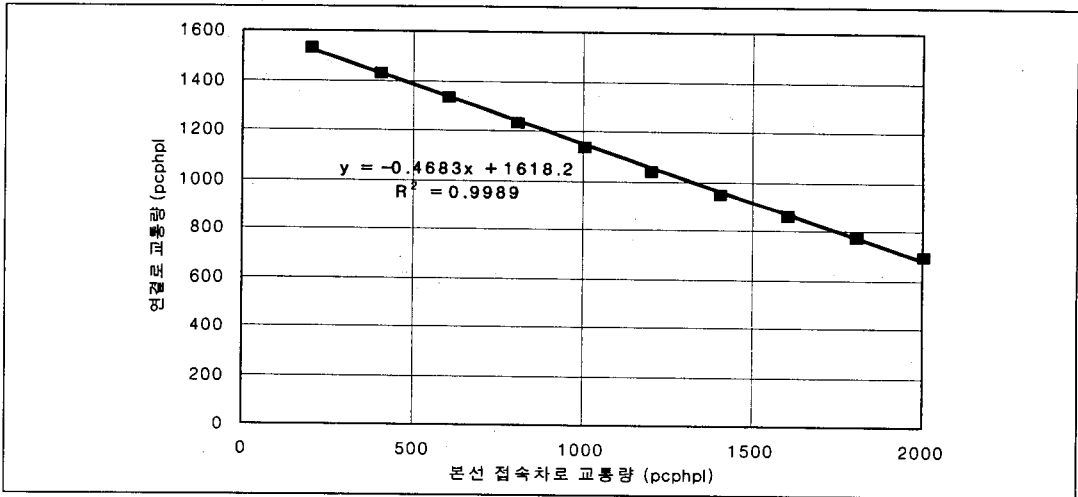
〈그림 20〉에서 제시된 바와 같이 간격수락모형은, 선형으로 회귀하여 표시할 경우, 회귀 직선의 기울기가 -0.4683으로 -1보다 큼을 알 수 있다. 이는 본선 접속차로 교통량 수준이 증가함에 따라 합류 가능한 연결로 교통량 수준은 떨어지면서 동시에 연결로 차량 1대당 유입 영향 또한 감소함을 의미한다. 역으로 본선 교통량이 감소함에 따라 합류 가능한 연결로 교통량 수준이 증가하면서 동시에 연결로 차량 1대당 유입 영향도 증가하게 됨을 의미한다.

<표 8> 간격수락모형의 합류교통량 결과

(단위 : 승용차/시/차로)

모형용량표 (본선 접속차로 : 200~2000 pcphpl)					
본선 접속차로	연결로	합류 교통량	본선 접속차로	연결로	합류 교통량
200	1536	1736	1200	1046	2246
400	1436	1836	1400	953	2353
600	1337	1937	1600	864	2464
800	1238	2038	1800	779	2699
1000	1141	2141	2000	699	2699

주 : Erlang 계수 = 2, 임계간격(T) = 2.2초 사용한 결과임.



<그림 20> 간격수락모형 결과의 선형 회귀분석

2) 본 모형과의 비교·평가

지금까지 위에서 언급한 기존 모형들과 본 연구에서 제시한 모형은 본선 교통량 자료의 사용에 있어 근본적인 차이가 있다. 이는 적용 차로수에 관한 것으로 HCM의 회귀 모형의 경우 접속 1개 차로, 간격수락의 경우 접속 차로에 대해서만 분석하였으나 본 연구에서는 본선의 전체 차로 교통량을 사용하였다. 그러나 이는 기존 모형의 경우 합류에 의한 영향을 본선 외측 1 ~ 2개 차로에 국한한 반면 본 연구는 전체 차로에 미치는 영향을 고려한 것이며 따라서 기존 모형과의 직접적인 계량적 비교

는 어려울 것으로 판단된다. 따라서 본 연구에서는 각각의 모형이 내포하고 있는 특성을 감안하여 각기 모형에 대한 정성적인 평가를 수행하였다.

본 연구에서 제시한 합류용량 평가식의 경우 회귀 직선의 기울기가 -1.3918로서 -1 이하이다. 이 관계식은 앞서 언급한 것처럼 본선 교통량 수준이 증가함에 따라 합류 가능한 연결로 교통량 수준은 떨어지지만 연결로 차량 1대당 유입 영향이 증가함을 의미하는 것이다. 역으로 본선 교통량이 감소함에 따라 합류 가능한 연결로 교통량 수준은 증가하지만 연결로 차량 1

대당 유입 영향은 감소하게 됨을 나타낸다.

따라서 위의 결과를 다른 관점에서 연결로 교통량을 기준으로 해석할 경우, 회귀 직선의 기울기는 연결로교통량 증가에 따른 합류 가능 본선 교통량 수준의 반응 정도를 표시하는 각 모형의 민감도로 다시 해석할 수 있다. 표준 민감도인 기울기 -1을 중심으로 위의 세 가지 모형 관계식은 다음과 같이 분류할 수 있다.

- 직선기울기 = -1 : 표준 민감도, HCM의 모형
- 직선기울기 > -1 : 강한 민감도, 간격수락모형
- 직선기울기 < -1 : 약한 민감도, 본 연구 평가식

본 연구에서 제시한 합류용량 평가식과 같이 기울기가 -1 이하인 경우는 연결로 교통량의 증가량에 비하여 합류 가능한 본선 교통량 수준의 변화량이 상대적으로 적다는 것을 의미하게 되며 간격수락모형과 같이 기울기가 -1 이상인 경우는 연결로 교통량의 증가량에 비하여 합류 가능한 본선 교통량 수준의 변화량이 상대적으로 크다는 것을 의미하게 된다.

간격수락모형의 경우 이론상 연결로 교통류 유입에 가장 직접적인 영향을 받게되는 본선 접속 차로를 대상으로 하여 연결로 교통량이 증가할 때 인접 차로 교통류가 받는 직접적인 영향을 모형화한 것이므로 연결로 교통량이 증가할 때의 유입 영향이 민감하게 반영된 것이라고 할 수 있다.

반면 본 연구에서 제시한 합류용량 평가식의 경우 본선 접속차로를 포함한 본선 전차로를 대상으로 전체 시스템적인 차원의 평가를 하였기 때문에 연결로 유입의 직접적인 영향이라는 측면에서 다소 영향력이 떨어지는 내측 차로들도 포함되어 있는 관계로 연결로 교통량 증가에 따른 본선 교통류의 반응 민감도가 -1 이하가 된 것으로 판단된다.

본 연구에서 분석 대상 합류구간으로 선정

한 신갈 J.C는 일반적인 국내 고속도로 합류부의 경우로서 우리 나라 운전자들의 운행행태상 본선 접속차로의 교통량이 그리 많지 않은 관계로 본선 접속차로부터 교통와해가 발생하여 다른 차로로 전파되는 것이 아니라 오히려 가장 내측차로인 1차로부터 교통와해가 시작되어 역방향으로 교통와해가 전파되는 양상이 나타나므로 본선 전체차로 교통량을 감안한 본 모형은 설득력을 갖는다고 판단된다. 또한 본 모형의 경우 간격수락모형과 같은 미시적인 분석에 의한 합류 영향은 반영하지 못하나 거시적 차원에서 합류 교통류 추정이라는 의미에서 여타 모형과는 다른 관점에서 의미가 있다.

V. 결론

본 연구에서는 고속도로 합류부의 교통 상태에 중요한 영향을 미치는 연결로 교통류 유입의 영향을 평가 분석하였다. 이를 위하여 교통량 누적 감산법을 도입, 주어진 자료를, 합류완료지점에서 교통와해가 발생한 시점의 자료로 보정하였으며, 이를 토대로 합류부의 가능교통량을 평가할 수 있는 모형을 개발하였다.

본 연구에서 도출된 분석 평가 결과를 간략하게 제시하면 다음과 같다.

▶ 누적 곡선 해석법과 교통량 누적 감산법을 통합 활용하여 교통와해 발생 시점을 추정하였다. 도입된 추정 방법은 비교적 적합한 추정 결과를 보였다.

▶ 고속도로 합류구간에서 연결로 교통류 유입의 영향을 평가하기 위해 합류가능 교통량평가식을 개발하였다. 개발된 평가식은 연결로 교통류 유입의 영향을 평가하는 측면 이외에도 기존의 합류용량 모형들과의 비교를 위해서도 사

용되었는데 평가식의 본선-연결로 교통량간 회귀직선 기울기를 민감도의 개념으로 활용하였다.

직선기울기 = -1 : 표준 민감도, HCM의 모형
 직선기울기 > -1 : 강한 민감도, 간격수락모형
 직선기울기 < -1 : 약한 민감도, 본 연구 평가식

개발된 평가식을 통하여 본선 전체차로 교통량 수준이 증가함에 따라 연결로 차량 1대당 유입 영향은 증가하게 됨을 확인하였다. 즉 같은 합류교통량일 때 연결로 교통량이 증가함에 따라 본선 교통량이 감소하게 되는데 이 때 연결로 차량 1대가 유입되면 본선 교통량은 1대 이상 감소하여야 안정교통류를 유지하게 되고 이는 합류부 용량을 감소시키는 결과로 나타난다. 또한 개발된 평가식은 본선 1차로부터 교통와해가 시작되는 우리 나라 고속도로 합류부 특성을 감안할 때 합류부 용량을 평가하는 데에 타당한 것으로 판단되었다.

본 연구에서 도출된 분석결과를 살펴볼 때, 합류부의 교통운영 상태분석에 대한 새로운 접근과 시각이 필요하고 합류부의 교통류 상태는 두 개의 교통흐름에 대한 상층·합류 지역이므로 분석방법도 두 개의 교통류 흐름(본선, 연결로)에 대한 종합적인 분석과 검토가 필요할 것으로 사료된다.

<참고문헌>

1. 김상구(1992), "간격수락모형을 이용한 연결로 용량 산정에 관한 연구", 서울대학교 대학원 석사학위논문.
2. Donald R. Drew(1968), Traffic Flow Theory and Control, McGRAW-HILL.
3. Transportation Research Board(1994), Highway Capacity Manual : Special Report,

Third Edition.

4. Donald R. Drew, Johann H. Buhr and Robert H.(1968), Whitson, "Determination of Merging Capacity and its Applications to Freeway Design and Control", Highway Research Record 244, HRB.
5. Michale J. Cassidy and John R. Windover(1995), "Methodology for Assessing Dynamics of Freeway Traffic Flow", Transportation Research Record, 1484.
6. G.F. Newell(1993), "A Simplified Theory of Kinematic Waves in Highway Traffic.Part I, II, III :General Theory", Transportation Research, Vol 27B, No. 4.
7. John Ringert and Thomas Urbanik II (1993), "Study of Freeway Bottlenecks in Texas", Transportation Research Record, 1398.
8. Dennis E. Blumenfeld and George H. Weiss(1970), "Merging from an Acceleration Lane", Transportation Science, Vol. 5, No. 2.
9. Hisashi Mine and Takesho Mimura(1969), "Highway Merging Problem with Acceleration Area" Transportation Science, Vol. 3, No. 3.
10. Fred L. Hall, Anna Pushkar and Yong Shi(1993), "Some Observation on Speed-Flow and Flow-Occupancy Relationships under Congested Conditions", Transportation Research Record, 1398.
11. Barbara Ostrom, Lannon Leiman and Adolf D. May(1993), "Suggested Procedures for Analyzing Freeway Weaving Sections", Transportation Research Record, 1398.
12. Kumud K. Sanwal, Kart Petty, John Walrand(1996), "An Extended Macroscopic Model for Traffic Flow" Transportation Research, Vol. 30, No. 1, Pergamon.