

단순 및 연속 강도로교의 충격계수 변화에 관한 연구

A Study on Variation of Impact Factors of Simple and Continuous Steel Highway Bridges.

장	동	일*
Chang,	Dong	Il
이	희	현**
Lee,	Hee	Hyun

요 약

본 논문에서는 3경간 연속 강도로교에 대한 실측 진동 파형과 이론 진동 파형을 비교하여 실측치에 가장 가까운 최대 동적 처짐을 계산할 수 있는 방법을 제시하였고, 이로부터 차량의 속도 및 중량변화에 따른 단순교 및 3경간 연속교의 충격계수 값의 변화 양상을 살펴보았다.

연구 결과, 교량의 환산 휨강성을 사용하면 실측치에 가까운 최대 동적 처짐을 구할 수 있다는 것을 알 수 있었으며, 차량 속도 변화에 따른 충격계수 값은 속도가 증가할수록 대체로 커지나, 현행 우리나라 시방서상의 연속교의 충격계수에 대한 규정에는 불합리한 점이 있다고 판단되었다.

Abstract

A method to calculate maximum dynamic deflection, which is close to the measured deflection, was proposed by comparing the real deflection with the calculated one in three span continuous highway steel bridge.

From this, the pattern of variation of impact factors depending on vehicle speeds and weights was studied in simple and continuous bridges.

From the numerical analysis, it was known that the maximum dynamic deflection which is close to the measured one could be obtained by using the transformed flexural rigidity of a bridge, and the factors are generally increased with increasing vehicle speed. However, it was thought that there are some problems in the code specification about the impact factors of the continuous bridges.

* 정희원, 한양대학교 토목공학과 교수
 ** 정희원, 한양대학교 대학원 박사과정

□ 이 논문에 대한 토론을 1988년 12월 31일까지 본학회에 보내주시면, 그 결과를 1989년 6월에 게재하겠습니다.

1. 서 론

근간의 교통량의 비약적인 증가, 공업기술의 발달로 인한 차량의 중량화, 고속화, 재료의 고강변화 및 컴퓨터 산업의 발달로 최적설계개념의 도입으로 인한 교량의 장대화, 단편의 감소등 여러가지 원인에 의해 교량부재에는 작용응력이 설계응력에 접근할 확률이 점점 높아져서 교량의 안정성 확보를 위해서는 정적응답 뿐만 아니라 차량 주행시 일어나는 동적응답의 특성도 밝혀야 할 것이다.

주행차량에 의한 교량의 진동은 다음과 같은 이유 때문에 특히 중요하다. 첫째는 그때 일어나는 동적응답은 정적응답보다 커질수 있고(이것은 시방서에서 충격계수로 표시), 둘째는 응답의 요동으로 인하여 강교와 같은 경우 피로가 누적되어 교량의 잔존수명에 영향을 주고, 세째로는 과다한 진동이 발생하여 이용자에게 심리적으로 불안감을 줄 수 있기 때문이다.

그런데 주행차량에 의한 교량의 실질적인 거동은 차량및 교량의 동적특성, 접속도로, 교량노면의 상태등 여러 요인에 의해 일어나서 여기에 포함된 변수들을 모두 고려하여 진동해석을 하는 것은 상당히 어려운 문제이다. 그리하여 외국의 학자들은^{1) 2)} 차량과 교량들에 대한 모형실험 및 현장실험에 의해 얻어진 자료를 이론적 해석에 의한 것과 비교하여 이론적 해석법을 보다 단순화시켜 실제 거동의 문제로 접근시켜 가고 있다. 그러나 현재까지 우리나라에서 이 분야에 관한 실험적, 이론적 연구는 아직 미흡하여^{3) 4)} 실제 교량의 설계시는 차량과 교량의 동적 특성은 고려치 않고 단지 충격계수와 최대 허용치짐에 한계를 두어 동적문제를 처리하고 있다.

한편 우리나라 차량들의 고유진동수는 보통 노면상태에서 2.3~4.5Hz의 범위를 가지며, 실측결과 이 범위에 들어가는 고유진동수를 갖는 교량에서는 충격계수가 시방서 값을 초과함을 보이고 있다.⁵⁾ 이러한 이유는 단순교의 경우 고유진동수는 정수의 자승에 비례하여 증가하지만, 연속교의 경우는 그렇지 않아, 교량과 차량의 고

유진동수가 일치하는 공진현상이 일어날 확률이 많기 때문인 것으로 생각된다. 또한 연속교의 한하중 응답과 사하중 응답의 비는 단순교보다 작아서 한하중에 의한 동적거동도 서로 다를것이라는 것을 생각할수 있다.

이러한 사실을 고려하여 본 논문에서는 단순교 및 연속교의 형태로 가장 많이 채택되고 있는 3경간 연속교의 주행차량에 의한 충격계수값의 변화 양상을 살펴 보았다. 해석은 유한요소법에 의해 운동방정식을 유도하여 직접적분법을 이용해 풀었다. 해의 타당성을 밝히기 위해 단순교의 경우는 Timoshenko의 해와⁶⁾ 비교하였으며 연속교의 경우는 요소수 및 시간간격의 변화에 따라 해가 어떻게 변하는지 살펴보았다.

또한 실측진동파형을 여러가지 방법에 의한 이론진동파형과 비교하여 실측치에 가장 잘 맞는 최대동적치짐을 구할 수 있는 방법을 제시하였으며 차량의 속도 및 중량변화에 따른 충격계수의 변화도 살펴 보았다.

2. 운동방정식의 유도.

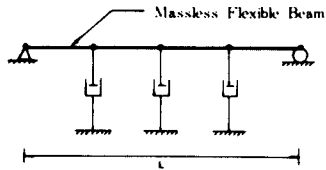
2.1 가정

운동방정식을 유도하기 전에 다음과 같은 가정을 둔다. 그런데 이러한 가정들은 해에 큰 영향을 주지 않는다는 것이 여러학자들에 의해 입증되었다. 즉 1) 교량은 일정한 강도와 질량을 갖는 하나의 직선보로 표시될 수 있으며, 선형탄성 기동을 한다. 2) 차량은 한개 또는 2개의 축을 갖는 이동 집중하중으로 표시 할수 있다. 3) 감쇄매트릭스는 질량매트릭스에 비례한다. 4) 차량의 횡, 종방향 회전은 무시한다.

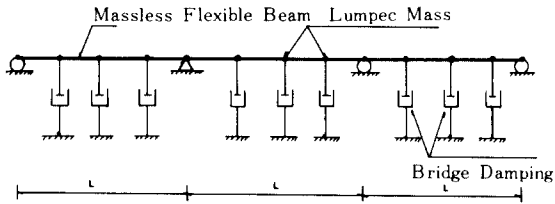
2.2. 교량 및 차량의 모델

교량은 그림1과 같이 몇개의 요소들로 분할하여 각 절점에는 2개의 자유도(수직변위 U , 회전변위 θ)를 갖는다고 가정하였다. 그리고 차량은 그림2와 같이 1축 또는 2축을 갖는 주행집중하중으로 모델링 하였다. 그런데 2축 차량인 경우 Biggs⁷⁾등에 의하면 하중분포는 앞축에 20%, 뒷

측에 80% 정도의 하중이 작용한다고 알려져 있으나, 본 연구에서는 실측치와 계산치의 최대동적처짐을 비교하기 위해 실측결과인⁶⁾ 7) 앞측에 30% 뒷측에 70%의 하중이 작용하는 것으로 간주하고 해석하였다. 그림2에서 P는 차량의 전체 중량, P_F 및 P_R은 각각 앞측 및 뒷측에 작용하는 하중을 표시한다.

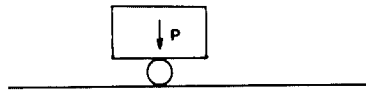


(a) Simply Support Bridge

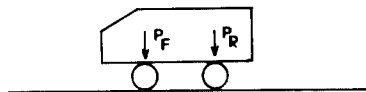


(b) ThreeSpan Continuous Bridge

그림 1. 교량의 모델



(a) Model of Single Axle Vehicle



(b) Model of Two-Axle Vehicle

그림 2. 차량의 모델

2.3 운동방정식

임의 하중을 받는 보의 운동방정식은 다음과 같이 쓸수 있다.

$$M\ddot{U} + C\dot{U} + KU = F \quad (2-1)$$

여기서 M, C 및 K는 각각 구조물 전체의 질량, 감쇠 및 강도매트릭스이고, U, \dot{U} , \ddot{U} 및 F는 각각 변위, 속도 가속도 및 외력벡터이다.

일반적으로, 주행차량에 의한 교량의 동적해석

은 크게 두부분으로 나누어 할수 있는데, 첫번째가 주행하중문제(Moving Force Problem)이고, 두번째는 주행질량문제(Moving Mass Problem)이다. 전자의 경우는 차량 질량의 영향을 무시하여 차량의 위치가 시간에 따라 변하더라도 질량은 일정하다는 것이고, 후자의 경우는 차량 질량의 영향을 고려하여 차량의 위치가 시간에 따라 변함에 따라 질량항이 변하게 된다. 실제 주행차량에 의한 교량의 진동문제는 주행질량 문제와 유사하나 본 논문에서와 같이 차량의 질량이 교량의 질량에 비해 작은 경우 두방법에 의한 해의 차이는 거의 없고, 주행질량문제의 경우 매시간 간격마다 질량매트릭스를 계산해야 하므로 컴퓨터 시간이 많이 소요되어, 본 논문에서는 주행하중문제만을 고려하여 해석하였다. 그런데 운동방정식의 유도에서 직접적분법을 이용하여 해를 구하는 과정은 문헌(8)의 것을 그대로 인용했으므로 본 논문에서는 상세하게 기술하지 않았으나, 개략적인 해석과정은 그림3과 같다.

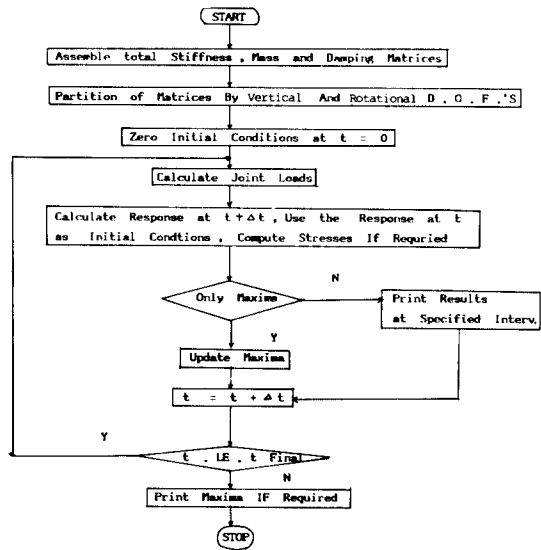
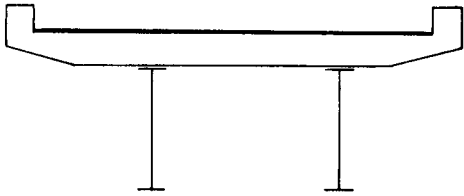


그림 3. 프로그램에 의한 해석과정

3. 연구결과 및 고찰

3.1 실제교량에 대한 수치해석

본 논문에서 실측동적처짐과 이론치를 비교하



강재의 탄성계수 : 0.206×10^{12} N/m²
 단위길이당질량 : 4300kg / m
 감쇄비 : 0.12 (측정지)
 단면 2 차모멘트 : 0.149m⁴ (합성단면)

그림 4. 외천교의 단면 특성

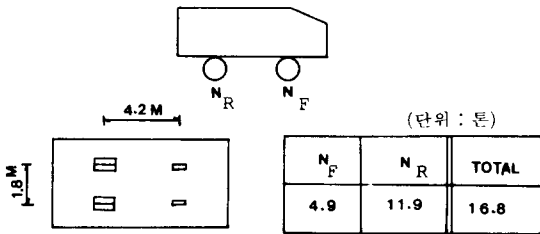


그림 5. 시험차량의 제원

기 위해 사용한 대상교량은 경부고속도로 상의 290.16km 지점에 있는 외천교로서, 이 교량은 두 개의 주형을 갖고 각 경간의 길이가 50m인 3경간 연속 플레이트 거더교로서 총 길이가 150m인 강교이다. 본 교량은 저자들이 1987년에 정·동적 실험을 실시한 바 있는 교량으로, 단면 및 재료특성은 그림4와 같으며, 그림에 주어진 단면 특성은 주형 1개에 대한 값이다.⁵⁾

일반적으로, 연속교의 경우 내측 지점부에서의 단면은 다른 곳에서의 단면에 비해 크나, Csagoly¹⁰⁾ 등이 지적했듯이, 이러한 단면 변화가 동적해에 미치는 영향은 그다지 크지 않을뿐 아니라, 본 논문에서는 단부 외측 경간의 중앙부에서의 처짐을 실측치와 비교하기 위한 것 이므로, 모든 단면은 중앙부에서의 단면과 같다고 가정하고 해석을 실시하였다. 또한 보와 슬래브사이의 전단연결재의 유무에 따라 교량은 합성, 비합성 교량으로 구분되는데, 본 연구에서는 완전 합성작용을 한다고 가정하여 구한 단면2차 모멘트를 사용하였다. 시험에 사용된 차량은 그림5에 표시된 바와같이 4.2m의 축간격과 16.8t의 중량을

지닌 2축차량으로 앞, 뒷축에 각각 약 30%, 70%의 하중이 작용하고 있다. 그리고 감쇄비는 실제 측정치인 1.2%⁵⁾을 이용하였다. 이 교량의 측정진동수는 1.93Hz였으며, Csagoly¹⁰⁾등이 제안한 방법에 의한 이론치는 1.98Hz로 실측치와 이론치가 비교적 잘 맞았다.⁶⁾

3.2 수치해의 검증

단순교의 수치해에 대한 검증을 위해, 1축차량이 DB-24에 해당하는 중량을 가지고 100km/h의 속도로 달릴때 문헌(8)에서 제시한 30개의 요소와 0.005초의 시간간격을 사용하여 구한 교량 중앙점에서의 처짐 및 모멘트 곡선을 Timoshenko⁷⁾해와 비교해 본 결과, 그림6, 7에서 보는 바와 같이 두 방법에 의한 해는 잘 일치함을 알 수 있

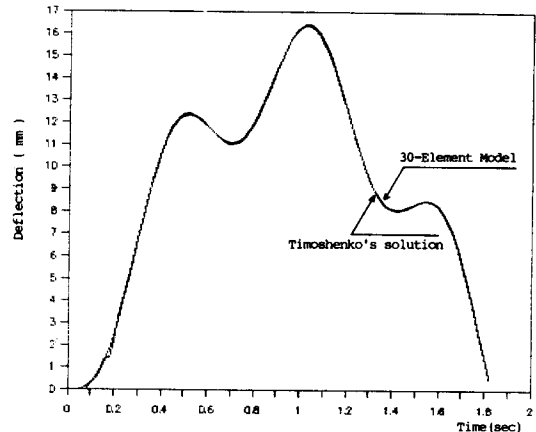


그림 6. 단순교 중앙점의 처짐

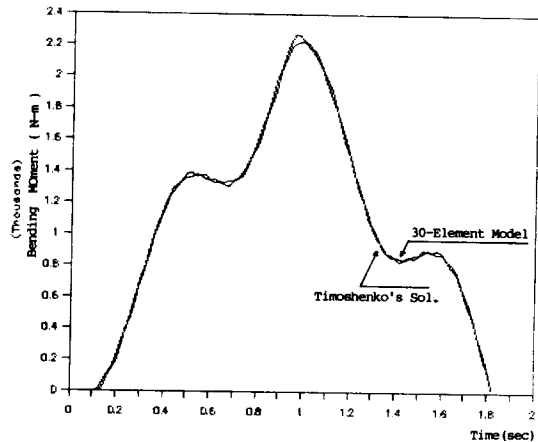


그림 7. 단순교 중앙점의 휨모멘트

다. 이때 단순교의 경우는 연속교와 같은 단면을 사용하였다.

한편 연속교에 대한 검증은 수식으로 제시된 것이 없어 그림8~15에서 시간간격과 요소수를 달리하여 측정간 및 중앙경간 중앙에서의 처짐과 모멘트 곡선을 그려 보았다. 이러한 그림들로부터 연속교에서도 단순교와 같이 0.005초의 시간간격과 90개의 요소 즉 요소 한개의 길이를 1.67m로 하면 충분히 정확한 값을 얻을 수 있는 것을 알 수 있다.

3.3 실측치와 계산치의 비교

주행차량에 의해 교량에 일어나는 최대처짐을 보다 정확하게 예측하기 위해 실측처짐을 다음에 설명할 4가지 경우와 비교해 보았다.

Case 1: 주형의 영향선을 주형에 작용하는 하중을 계산한 후 차량을 하나의 집중하중으로 간주하여 계산하는 경우.

Case 2: 주형의 영향선을 이용하여 주형에 작용하는 하중을 계산한 후 차량을 두개의 집중하중으로 간주하여 계산하는 경우.

Case 3: 전체교량을 하나의 보로 간주하고 차량을 하나의 집중하중으로 모델링하여 계산하는 경우.

Case 4: 교량의 계산 횡 강성대신 문헌(3)에 주어진 방법을 이용하여 구한 횡강성을 사용하고 차량은 하나의 집중하중으로 모델링하여 계산하는 경우

그림16은 외천교의 측정간 중앙에서의 실측처짐과 앞에서 설명한 방법들에 의하여 계산한 시간-처짐 곡선이다. 측정시 차량의 속도는 42.7 km/h, 중량은 16.8 t의 2축차량 이었으며 차량은 주행선을 따라 주행시켰다. 그림16에서 Case 1, Case 2에 의하여 계산한 최대처짐은 2축하중으로 모델링한 경우와 1축하중으로 모델링한 경우의 최대값은 거의 차이가 없으며, 또한 이 값들을 실측치와 비교해 볼때 계산치는 실측치보다 약 2.14배 정도 큰 값을 준다는 것을 알 수 있다. 이러한 사실로 미루어 볼때 처짐의 합성 작용계수는 약 0.53정도의 낮은 값이 되는데 이것

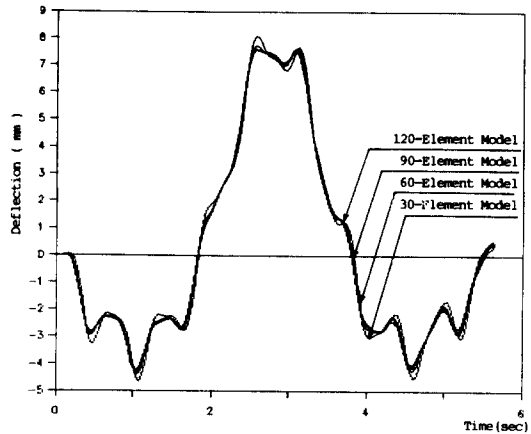


그림 8. 요소수의 변화에 따른 연속교의 중앙경간 중앙점 처짐

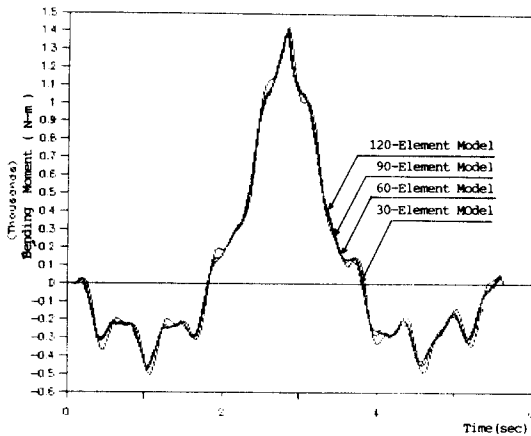


그림 9. 요소수의 변화에 따른 연속교의 중앙경간 중앙점 휨모멘트

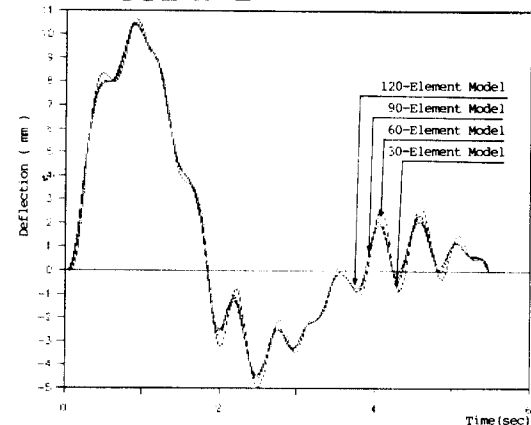


그림 10. 요소수의 변화에 따른 연속교의 측정간 중앙점 처짐

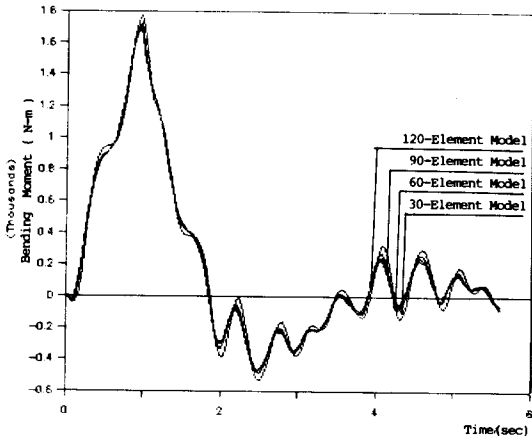


그림11. 요소수의 변화에 따른 연속교의 충격간 중앙점 휨모멘트

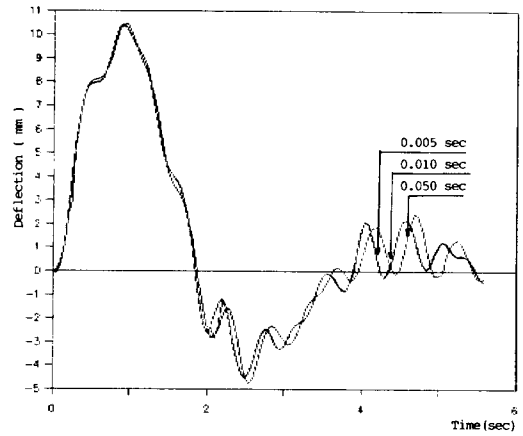


그림14. 시간간격의 변화에 따른 연속교의 충격간 중앙점 처짐

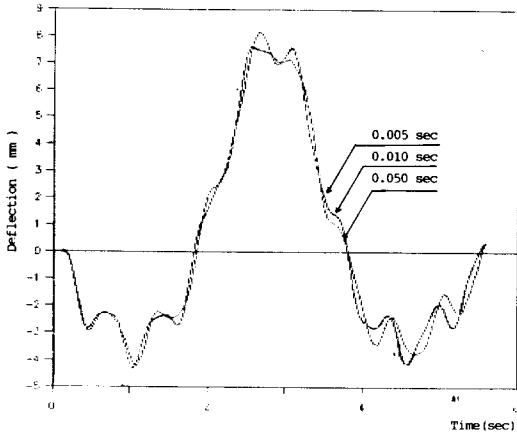


그림12. 시간간격의 변화에 따른 연속교의 충격간 중앙점 처짐

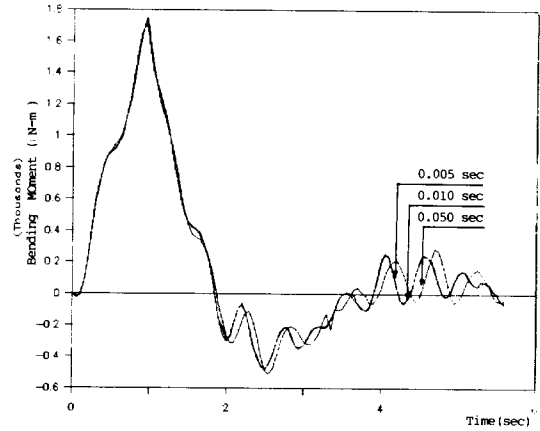


그림15. 시간간격의 변화에 따른 연속교의 충격간 중앙점 휨모멘트

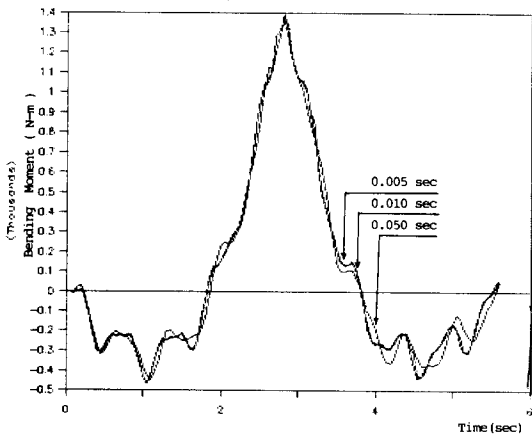


그림13. 시간간격의 변화에 따른 연속교의 충격간 중앙점 휨모멘트

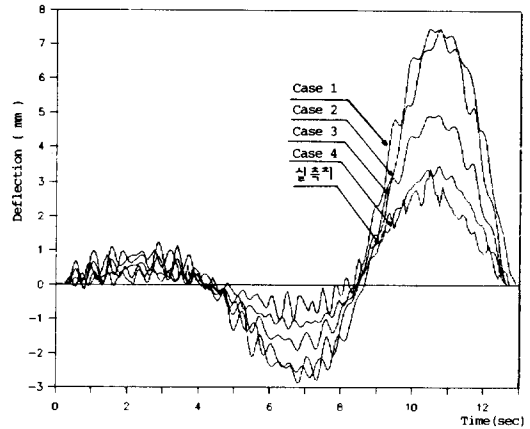


그림16. 연속교의 충격간 중앙에서의 이론치와 실측 처짐의 비교

은 문헌(5)에서 지적했듯이 이 교량이 노후화 되었기 때문인 것으로 생각된다. 그리고 Case 3에 의한 경우는 실측치보다 약 1.43배, Case 4에 의한 경우는 실측치와 계산치의 최대값이 거의 같다는 것을 알 수 있다. 따라서 문헌(3)에서 지적했듯이 환산 휨 강성을 이용하여 노후교량의 동적처짐을 계산하면 실측치와 매우 근접한 최대처짐을 계산할 수 있을 것이다. 한편 이 교량의 측경간 중앙에서의 측정 충격계수는 1.14였고⁵⁾, 계산치는 1.02이었는데, 이것은 내하력 조사에서 지적했듯이, 이 교량이 노후화되어, 차량이 주행할 때 과도한 진동이 일어나기 때문인 것으로 사료된다.

5.4 감쇄의 영향

감쇄가 동적응답에 미치는 영향을 조사하기 위하여, 실측치에서 구한 1.2%의 감쇄비를 고려하여 감쇄가 없는 경우와 비교해 보았다. 그림 17~22는 DB-24에 해당하는 중량을 갖는 1축차량이 100km/h의 속도로 주행할 때 동적응답곡선을 보여 주는데, 이러한 그림들로 부터 1.2%의 감쇄를 고려한 경우는 감쇄비를 고려하지 않은 경우에 비해 1%이내의 최대응답의 차이를 가짐을 알 수 있다. 따라서 주행차량에 의한 충격계수를 구하는 경우 여러 문헌^{1) 8) 9)}에서 지적되었듯이 감쇄를 무시해도 크게 큰 영향을 미치지 않을 것이다.

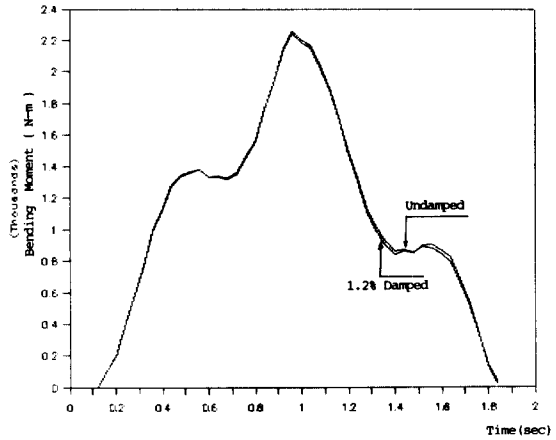


그림 18. 단순교 중앙점의 휨모멘트

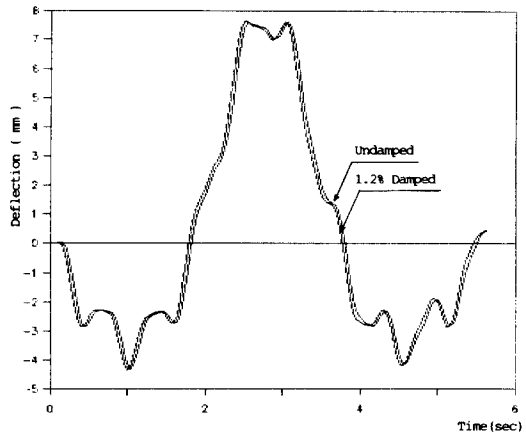


그림 19. 연속교 중앙경간 중앙점 처짐

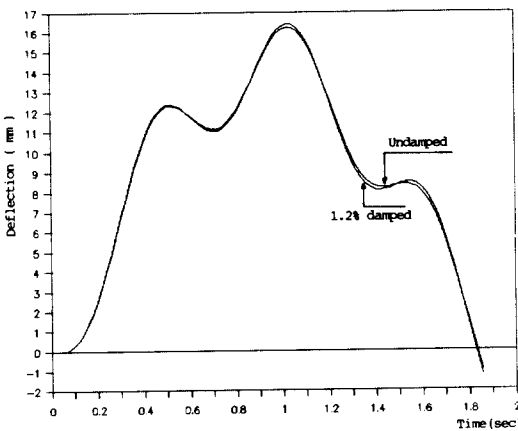


그림 17. 단순교의 중앙점 처짐

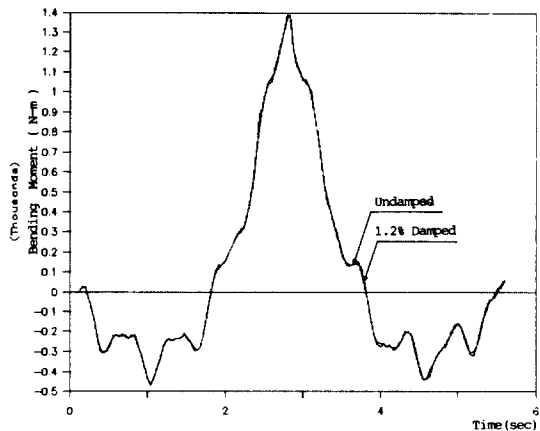


그림 20. 연속교 중앙경간 중앙점 휨모멘트

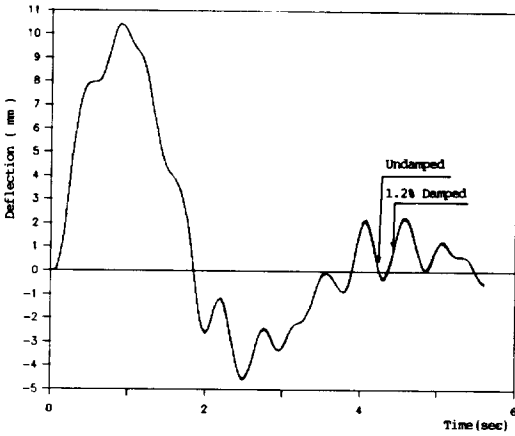


그림21. 연속교 축경간 중앙점 처짐

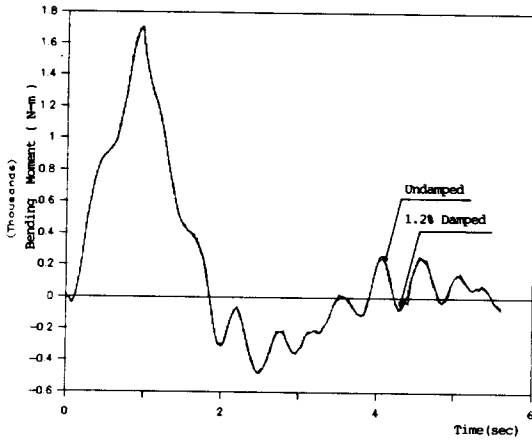


그림22. 연속교 축경간 중앙점 휨모멘트

3.5 충격계수

본 논문에서는 충격계수로 절대최대정적 응답에 대한 절대최대 동적 응답의 비로서 정의하여 구한 값들을 표1~6에 표기하였다. 표1~6에는 설계의 주대상이 되는 점에서의 충격계수와 각 절점에서 구한 충격계수들의 평균 및 (평균 + 표준편차) 값들도 표시되어 있는데 이 값들은 다음과 같이 계산하였다. 즉 차량은 교량의 왼쪽에서 오른쪽으로 또는 오른쪽에서 왼쪽으로 통과할수 있으므로 모든 절점에서 충격계수를 구한후 중앙을 기준으로 대칭인 두점은 그점들에서의 값들을 비교하여 큰값을 취하여 (전체절점수 + 1)/2에 해당하는 평

표 1. 속도변화에 따른 단순교의 충격계수

응답 위치	I.F.	충격 계수							시방서 규정
		42.7	50	60	70	80	90	100	
처 점	중앙	1.081	1.091	1.105	1.093	1.151	1.176	1.168	1.2
	평균	1.085	1.103	1.113	1.131	1.163	1.177	1.192	
	m+σ	1.088	1.107	1.115	1.149	1.167	1.178	1.203	
모멘트	중앙	1.034	1.103	1.037	0.953	1.091	1.132	1.058	1.2
	평균	1.039	1.044	1.049	1.043	1.061	1.064	1.100	
	m+σ	1.069	1.075	1.088	1.086	1.119	1.133	1.147	

표 2. 속도변화에 따른 3경간 연속교의 처짐의 충격계수

축경간 위치	I.F.	충격 계수							시방서 규정	
		42.7	50	60	70	80	90	100		
축경간	Case 4	중앙	1.021	1.050	1.074	1.057	1.063	1.094	1.031	1.2
		평균	1.042	1.049	1.063	1.064	1.058	1.088	1.074	
		m+σ	1.052	1.060	1.073	1.079	1.075	1.097	1.102	
	Case 3	중앙	1.067	1.066	1.103	1.037	1.106	1.102	1.088	
		평균	1.060	1.066	1.090	1.066	1.093	1.119	1.115	
		m+σ	1.074	1.080	1.106	1.098	1.110	1.152	1.155	
	Case 2	중앙	1.037	1.025	1.048	1.024	1.065	1.050	1.047	
		평균	1.035	1.026	1.039	1.036	1.060	1.076	1.087	
		m+σ	1.047	1.033	1.046	1.047	1.075	1.097	1.114	
	Case 1	중앙	1.065	1.065	1.098	1.037	1.100	1.089	1.077	
		평균	1.09	1.063	1.088	1.065	1.092	1.114	1.113	
		m+σ	1.073	1.076	1.102	1.095	1.108	1.148	1.153	
중앙경간	Case 4	중앙	1.028	1.051	1.056	1.031	1.059	1.073	1.036	1.2
		평균	1.042	1.049	1.063	1.064	1.058	1.088	1.074	
		m+σ	1.052	1.060	1.073	1.079	1.075	1.097	1.102	
	Case 3	중앙	1.022	1.042	1.067	1.089	1.037	1.116	1.070	
		평균	1.060	1.066	1.090	1.066	1.093	1.119	1.115	
		m+σ	1.074	1.080	1.106	1.098	1.110	1.152	1.155	
	Case 2	중앙	1.022	1.025	1.039	1.054	1.028	1.065	1.065	
		평균	1.035	1.026	1.039	1.036	1.060	1.076	1.087	
		m+σ	1.047	1.033	1.046	1.047	1.075	1.097	1.114	
	Case 1	중앙	1.024	1.040	1.067	1.089	1.041	1.110	1.074	
		평균	1.059	1.063	1.088	1.065	1.092	1.114	1.113	
		m+σ	1.073	1.076	1.102	1.095	1.108	1.148	1.153	

균 및 표준편차이다. 만일 충격계수들이 정규분포를 이룬다고 가정하면 충격계수들의 84%가 (평균+표준편차) 값 이하이고, 50%가 평균값 이하가 된다. 표에서 m은 평균 σ는 표준편차이다.

표 3. 속도변화에 따른 3경간 연속교의 휨모멘트의 충격계수

속정 위치	I.F.	충격계수								시방서 규정
		속도	42.7	50	60	70	80	90	100	
측 경간	Case 4	중 앙	1.004	1.021	1.056	1.002	1.048	1.001	0.997	1.2
		평 균	1.014	1.023	1.019	1.028	1.033	1.037	1.030	
		$m+\sigma$	1.033	1.043	1.077	1.059	1.058	1.070	1.065	
		중 앙	1.035	1.022	1.073	1.011	1.055	1.009	1.057	
	Case 3	평 균	1.026	1.034	1.037	1.037	1.045	1.055	1.059	
		$m+\sigma$	1.056	1.069	1.070	1.067	1.104	1.103	1.106	
		중 앙	1.001	1.016	1.029	1.012	1.039	1.011	1.037	
	Case 2	평 균	1.016	1.016	1.016	1.020	1.025	1.032	1.037	
		$m+\sigma$	1.040	1.038	1.036	1.049	1.062	1.064	1.071	
		중 앙	1.030	1.026	1.074	1.009	1.039	1.012	1.057	
	Case 1	평 균	1.025	1.033	1.037	1.039	1.043	1.055	1.059	
		$m+\sigma$	1.054	1.067	1.069	1.065	1.099	1.102	1.104	
중 앙		0.975	1.005	1.038	0.989	1.034	1.012	0.975		
중 앙 경간	Case 4	평 균	1.014	1.023	1.019	1.028	1.033	1.037	1.030	1.2
		$m+\sigma$	1.033	1.043	1.047	1.059	1.058	1.070	1.065	
		중 앙	0.989	1.027	0.974	0.995	0.972	1.034	0.991	
	Case 3	평 균	1.026	1.034	1.037	1.037	1.045	1.055	1.059	
		$m+\sigma$	1.056	1.069	1.070	1.067	1.104	1.103	1.106	
		중 앙	1.010	1.019	0.992	1.002	0.977	1.034	0.987	
	Case 2	평 균	1.016	1.016	1.016	1.020	1.025	1.032	1.037	
		$m+\sigma$	1.040	1.038	1.036	1.049	1.062	1.064	1.071	
		중 앙	0.994	1.024	0.982	1.007	0.975	1.020	0.998	
	Case 1	평 균	1.025	1.033	1.037	1.036	1.043	1.055	1.059	
		$m+\sigma$	1.054	1.067	1.069	1.065	1.099	1.102	1.104	
		지 점	1.040	1.067	1.064	1.086	1.079	1.093	1.094	
내 측 지점부	Case 4	평 균	1.014	1.023	1.019	1.028	1.033	1.037	1.030	1.2
		$m+\sigma$	1.033	1.043	1.047	1.059	1.058	1.070	1.065	
		지 점	1.068	1.091	1.091	1.085	1.134	1.142	1.153	
	Case 3	평 균	1.026	1.034	1.037	1.037	1.045	1.055	1.059	
		$m+\sigma$	1.056	1.069	1.070	1.067	1.104	1.103	1.106	
		지 점	1.056	1.056	1.035	1.059	1.086	1.076	1.073	
	Case 2	평 균	1.016	1.016	1.016	1.020	1.025	1.032	1.037	
		$m+\sigma$	1.040	1.038	1.036	1.049	1.062	1.064	1.071	
		지 점	1.067	1.089	1.090	1.086	1.134	1.141	1.149	
	Case 1	평 균	1.025	1.033	1.037	1.036	1.043	1.055	1.059	
		$m+\sigma$	1.054	1.067	1.069	1.065	1.099	1.102	1.104	

표1은 속도 변화에 따른 단순교의 충격계수의 변화를 보여준다. 이 표로부터 중앙점에서의 처짐에 대한 충격계수는 70km/h를 제외하고 속도

표 4. DB하중에 의한 단순교의 충격계수

응답	I.F.	충격계수			시방서 규정
		활하중	DB-24	DB-18	
처 짐	중 앙점	1.176	1.176	1.176	1.2
	평 균	1.177	1.177	1.177	
	$m+\sigma$	1.178	1.178	1.178	
모 멘트	중 앙점	1.132	1.132	1.132	1.2
	평 균	1.064	1.0684	1.064	
	$m+\sigma$	1.133	1.133	1.133	

표 5. DB하중에 의한 3경간 연속교의 처짐의 충격계수

응답	I.F.	충격계수			시방서 규정
		DB-24	DB-18	DB-13.5	
측 경간 중앙	1.094	1.094	1.094	1.2	
중앙경간중앙	1.073	1.073	1.073		
평 균	1.088	1.088	1.088		
$m+\sigma$	1.097	1.097	1.097		

표 6. DB하중에 의한 3경간 연속교의 모멘트의 충격계수

응답	I.F.	충격계수			시방서 규정
		DB-24	DB-18	DB-13.5	
측 경간 중앙	1.000	1.000	1.000	1.2	
중앙경간중앙	1.012	1.012	1.012		
내 측 지점부	1.093	1.093	1.093		
평 균	1.037	1.037	1.037		
$m+\sigma$	1.070	1.070	1.070		

증가에 따라 증가하며, 모멘트에 대한 값은 속도에 따라 어떤 양상을 띠는다고 할수는 없을 것이다. 그러나 충격계수의 평균과 평균+표준편차의 값은 속도 증가에 따라 일률적으로 증가하므로 충격계수는 속도 증가에 따라 증가 한다고 할수 있다. 그리고 차량의 속도가 100km/h 일때 처짐에 대한 평균+표준편차의 값을 제외한 모든 충격계수는 우리나라 시방서에 주어진 값 아래라는 것을 알수 있다.

표2는 3.3에서 설명한 4가지 Case들에 대한 연속교의 처짐에 대한 충격계수 값을 보여 준다. 이 표로부터 연속교의 처짐에 대한 충격계수는 단순교와 유사한 경향을 나타내나, 단순교에 비해 그 값이 낮다는 것을 알수 있는데 이는 단순

교에 비해 차량과 교량의 중량비가 아주 적기 때문인 것으로 사료된다. 따라서 연속교의 충격계수를 구하는 경우 단순교의 것을 그대로 사용하는 것은 바람직하지 않을 것이다. 그리고 Case 3에 대한 충격계수 값이 다른 Case들에 비해 대체적으로 큰 값을 나타내므로 교량의 충격계수를 구하는 경우 차량은 한개의 주행집중하중으로, 교량은 전체를 하나의 보로서 모델링하여 구한 값은 상한치가 될 것이다.

그리고 표3은 3경간 연속교의 속도 변화에 따른 휨모멘트의 충격계수 변화 양상을 보여 준다. 이 표로 부터 모멘트에 대한 충격계수도 처짐에 대한 충격계수와 같은 경향을 나타내나 그 값은 단순교의 경우와 같이 처짐에 비해 작다는 것을 알 수 있다. 그리고 내측 지점의 휨모멘트에 대한 충격계수는 각경간에서의 중앙점의 휨모멘트에 비해 크다는 것을 알 수 있는데, 이러한 사실로 볼 때 연속교의 내측 지점부에서의 충격계수를 구하는 경우, 현행 시방서 규정과 같이 양측 경간에서의 평균값을 사용하는 것은 불합리할 것으로 사료된다.

표 4, 5, 6은 차량중량 변화에 따른 단순 및 연속교의 충격계수 변화 양상을 보여 준다. 이러한 표들로 부터 충격계수는 차량의 중량이 변하더라도 변하지 않음을 알 수 있는데, 이것은 Schilling¹⁾이 지적했듯이 충격계수란 차량 중량과는 무관하며, 단지 속도 변화에 따라 다르기 때문인 것으로 사료된다.

4. 결론

단순 및 3경간 연속교의 동적응답과 충격계수들을 구하여 이것으로 부터 다음과 같은 사실을 알 수 있었다.

1. 충격계수는 단순 및 연속교에서 모멘트에 비해 처짐에 대한 값이 크고, 연속교의 경우 내측 지점부에서의 모멘트에 대한 값이 양측 경간의 값에 비해 크다. 따라서 현행 시방서와 같이 처짐 및 모멘트에 대한 충격계수 값을 같이 사용하고, 연속교의 경우 내측 지점부에 대한 모멘

트의 충격계수로 양측 경간의 평균값을 사용하는 것은 바람직 하지 못하다.

2. 주행차량에 의한 교량의 최대 처짐을 구하는 경우 환산 휨 강성을 사용하면 실측치에 가까운 값을 구할 수 있다.

3. 차량의 속도 변화에 따른 충격계수는 속도가 증가할 수록 대체로 커지며 그 값은 현행 시방서 값보다 작다.

4. 단순교와 연속교의 충격계수 변화 양상은 유사하나, 단순교의 값이 연속교 보다 다소 크다.

5. 차량을 1축 또는 2축하중으로 모델링하여도 최대값은 거의 같으므로 계산을 간편히 하기 위해 1축하중으로 모델링하여도 좋을 것이다.

6. 연속교나 단순교의 동적해석시 정확한 해를 얻기 위해서는 보 요소의 크기를 1.67m로 분할하고, 시간간격을 0.005초로 하면 된다.

본 논문에서는 선형계의 동적 응답을 구하기 위해 직접적분법을 사용하였는데, 이것은 모델해석법에 비해 컴퓨터 시간이 많이 걸려 비경제적이라는 결점이 있다. 그러나 차량질량의 영향을 고려하는 비선형계의 동적해석을 위해서는 반드시 직접적분법에 의해 해석해야 하는데, 본 논문은 이 연구를 위한 일부로 생각하면 좋을 것이다. 그러나 본 논문은 현재까지 우리나라에서 소홀히 취급되었던, 단순 및 3경간 연속교의 동적 거동을 파악하는데 큰 도움이 될 것이다.

참 고 문 헌

1. Biggs, J.M., Suer, H.S., and Louw, J.M., "The Vibration of Simple Span Highway Bridges", J. of Str. Div., ASCE, Vol.83, No.ST2, March, 1957, pp.1-32.
2. Walker, W.H. and Veletsos, A.S., "Response of Simple Span Highway Bridges to Moving Vehicle", Univ. of Illinois, College of Eng., Eng. Experiment Station Bulletin, No.486
3. 장 동일, 이희현, 엄영호, "강도교의 내하력 통계분석과 해석에 관한 연구", 대한토목학회 논문집, 제8권 제1호, 1988. 3, pp.41-48

4. 장동일, 이희현, “거친 노면을 갖는 형교의 충격계수의 변화에 관한 연구”, 1986년도 대한토목학회 학술발표회 개요집, 1986, 10. pp. 250-254.
 5. 한국도로공사, “고속도로 교량 내하력 평가 시스템 개발연구 제2단계 용역 종합보고서, 1987. 12.
 6. 안영수, “도로교의 동적특성에 관한 실험적 연구”, 한양대학교 대학원, 1987. 12.
 7. Timoshenko, S.P., Young, D.H., and Weaver, W., “Vibration Problems in Engineering”, Fourth Edition, John Wiley and Sons Inc., 1974. pp. 448-453.
 8. Lee, Hee Hyun, “Impact Factor of Moving Load due to Surface Roughness of Girder Bridge of Variable Span”, M. Eng. Thesis, AIT, Bangkok, 1985.
 9. Inbanathan, M.J., “Random Vibrations of Girder Bridge due to a Vehicle Moving over a Rough Surface, M. Eng. Thesis, AIT, Bangkok, 1982.
 10. Csagoly, P.F., Campbell, T.I. and Agarwall, A.C., “Bridge Vibration Study”, Research Report 181, Ontario Ministry of Transportation and Communication, Canada, 1972.
 11. Schilling, C.G., “Impact Factors for Fatigue Design”, J. of Str Div., ASCE, Vol.108, No. ST9. Sept., 1982, pp.2034-2044.
- (1988년 6월 12일 접수)