

시간장에 따른 강판형 철도교의 피로피해도 평가

Assessment of the Degree of Fatigue Damage in Steel Plate-Girder Railway Bridges According to Span Length

정영화* 김익겸** 김지훈*** 남왕현***
Jung, Young-Hwa Kim, Ik-Gyeom Kim, Ji-hun Nam, Wang-Hyone

Abstract

Steel railway bridge gets vibration from moving load ; additionally, this kind of moving load is going to be a sufficient reason, which causes fatigue damage to steel railway bridge. Fatigue damage and stress curve were raised by moving load depends on span length in steel railway bridge. In other words, stress curve appears index regarding every axial load in short span, but self weight lets stress curve's change decrease in proportion to increasing span length.

Thereby, we have studied that how the steel railway bridge appear fatigue damage in proportion to span length of steel railway bridge. Dynamic strain was measured in 4 steel plate-girder railway bridge during the trains was passing, which is located on the line of Kyoung-chun railway. And time history response analysis has been done in order to ensure actual survey.

The results of this study show the decreased of the fatigue damage in steel railway bridge according to length of span. This paper ends is basis research of fatigue design in steel railway bridges according to span length.

키워드 : 피로피해, 시간이력해석, 이동하중

Keywords : *Fatigue damage, time history response analysis, moving load*

1. 서론

철도교는 활하중의 크기와 작용 위치가 명확하기 때문에 도로교에 비해 철도교는 최적설계가 가능하다. 반면에 전체하중에서 활하중의 비율이 큰 비중을 차지함으로 실교량에서는 설계하중에 근접한 과대하중에 의하여 영향을 받게된다. 아울러 이러한 활하중에 의한 동적하중은 심각한 진동을 발생시키며, 이것은 교량의 피로피해를 일으키는 중대한 원인이 된다. 변동하중에 의해 지배받는 강철도교의 특성 중에 단기간에서는 열차 진행에 의한 동적하중이 교량에 미치는 영향이 크지만 시간장이 길수록 이런

활하중이 전체하중에서 차지하는 비율이 감소하기 때문에 철도교의 열차 진행에 따른 응답이 다르며, 피로피해도가 시간장의 변화에 따라 변화될 수 있다.

따라서, 이 연구는 강철도 교량의 시간장에 따른 피로피해의 변화에 대한 연구로 리벳 연결된 강판형의 교량(경춘선상의 4개의 교량)을 대상으로 실동용력에 대한 피로피해도를 평가하여 철도교의 피로피해에 대한 시간장의 영향에 따른 최적 설계를 위한 기초 자료를 제공하고자 하였다.

시간장의 피로에 대한 평가는 교량의 현장 적용을 7m, 10.14m, 10.20m, 19.92m 로 시간장에 대한 변수를 두었으며, 측정 위치는 시간 중앙에서 플랜지와 하부 덮개판에서 동적변형률을 측정하였으며, 실교통하에서도 교통의 통제 없이 동적변형률을 측정할 수

* 강원대학교 토목공학과 교수

** 강원대학교 대학원 토목공학과 박사과정

*** 강원대학교 대학원 토목공학과 석사과정

있는 Histogram Data Recorder(H.R)을 사용하였다.

응력파의 통계처리 방법은 Rainflow Count Method를 사용하였으며, 피로피해도는 변동하중에 따른 지연효과(Retardation)와 지속효과(Acceleration Effect)를 고려하지 않으며, 피로한계 이하에서도 구조물에 작용하는 하중반복회수에만 의존하는 수정 miner 법칙을 적용하였다. 피로등급은 鋼構造物の疲勞設計指針・同解説⁽¹⁾을 적용하였다.

현장 측정에 대한 해석과정은 실측자료에 대하여 적정한 Cut off를 산정 작업을 하여 기존의 연구결과⁽¹⁶⁾와 비교평가 하였다. 시간장의 변화에 따라 등가응력 및 응력빈도를 산출하였고, 그것에 따른 피로피해도를 비교 고찰하여 시간장의 변화에 따른 피로피해도의 평가를 하였다. 또한 현장측정에 대하여 관성력 및 레일의 오차 등의 영향을 무시한 시간이력 해석을 수행함으로써 실측치에 대한 신뢰성과 시뮬레이션만을 통한 시간장에 따른 피로피해도를 평가해 보았다.

2. 피로피해도

2.1 S-N 선도

이 논문에서 사용한 S-N 곡선 및 피로등급은 JSSC를 이용하였다.

그림 2.1에서 설계 S-N 곡선에서의 직응력에 대한 기울기는 -1/3이다. 그리고 점선부분은 변동 하중에 대한 피로 한계이다. 또한 Ca(허용피로지수) 값은 다음의 식에 의하여 계산된 값이다.

$$C_a = 2 \times 10^6 (\Delta\sigma_{a200})^3 \quad (2.1)$$

다음 식 2.2는 일정진폭하중에 대한 피로한계를 나타냈다.

$$\Delta\sigma = \frac{\Delta K_{th}}{Y\sqrt{\pi a_i}} \quad (2.2)$$

응력비 0 ~ 0.165 까지의 응력 확대 계수 범위 ΔK_{th} 는 616 kgf/cm^{1.5} 이다. 따라서 일정 진폭 하중에 대한 피로 한계는 식 2.3과 같다.

$$\Delta\sigma = \frac{310}{\sqrt{a_i}} \quad (2.3)$$

설계 S-N 곡선은 여러 CODE 중에 논문에서 사용한 JSSC의 S-N 곡선을 그림 2.1에 나타냈다.

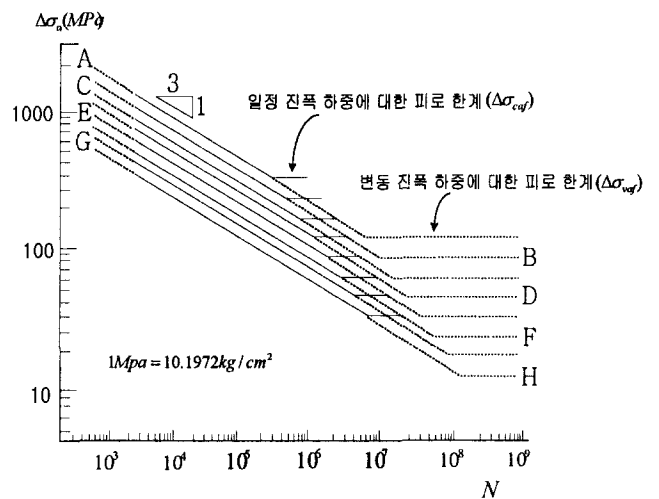


그림 2.1 피로설계곡선(JSSC)

2.2 응력범위 빈도해석

이 논문에서는 변동 파형에 대한 응력 범위의 각 성분과 그것에 대응하는 반복 횟수를 구하는 응력파의 통계처리 방법은 Rainflow Count Method를 적용하였다.

Rainflow Count Method은 균열 선단 근방의 소성 영역에서의 응력과 변형의 이력을 공칭응력과 시간의 관계로부터 추정하는 것으로 그림 2.2에 있어서 a-d, d-e, e-f 3개의 절반 사이클과 b-c-b' 의 1개의 cycle을 확인한다. 공칭응력과 시간의 관계를 지붕을 따라서 떨어지는 빗물로 간주, 이 빗물의 낙하 경로로부터 응력빈도의 변화를 측정할 수 있다.

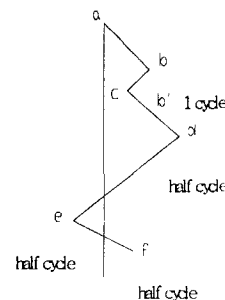


그림 2.2 Rainflow Count Method

2.3 등가응력(Equivalent Stress)

응력범위 $\Delta\sigma_i$ 와 반복회수 N_i 의 관계는 다음 식 2.4과 같이 주어진다.

$$(\Delta\sigma_i)^m N_i = c \quad (2.4)$$

변동 응력 범위의 전체 반복 회수, 즉 $N = \sum_{i=1}^k n_i$ 에서 피로 파괴하는 일정 응력범위 $\Delta\sigma_e$ 를 다음 식 2.5 로 정의한다

$$(\Delta\sigma_e)^m N = c \quad (2.5)$$

Miner의 누적선형피해법칙은 식 2.6과 같다.

$$\sum_{i=1}^k \frac{n_i}{N_i} = 1 \quad (2.6)$$

식 2.4과 식 2.5에서 c 를 소거하고 N_i 를 식 2.6에 대입하여 $\Delta\sigma_e$ 에 대해 풀면 다음 식 2.7를 얻는다.

$$\Delta\sigma_e = \left(\sum_{i=1}^k (\Delta\sigma_i)^m \frac{n_i}{N_i} \right)^{\frac{1}{m}} \quad (2.7)$$

이 식으로 정의된 $\Delta\sigma_e$ 를 등가응력 이라고 한다.

2.4 선형누적피해법칙

피로피해도가 크게 되면 일정진폭응력 피로한계 이하에서도 낮은 응력에 의해서 피로피해가 진행된다. 수정 Miner 법칙에서는 피로한계 이하의 $\Delta\sigma_i$ 에 대한 피로수명 N_i 를 ∞ 로 하지 않고 그림 2.3와 같이 피로한계 이상의 $\Delta\sigma-N$ 선도를 일정진폭응력 피로한계 이하에서도 원 기울기를 연장해서 N_i 를 구하고, 식 2.6을 이용해서 피로수명을 구하는 방법이다.

이 논문에서는 대부분 피로한계 이하의 응력이 검출되어 선형누적피해를 수정 miner의 법칙을 사용하였다.

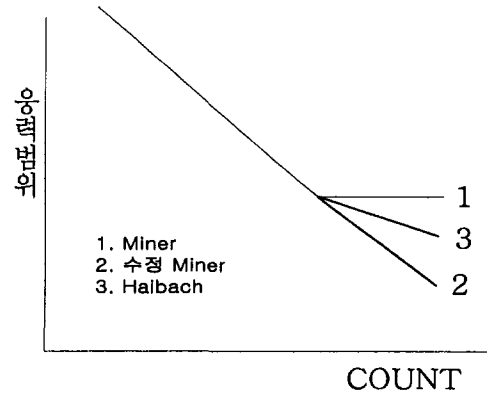


그림 2.3 선형누적피해법칙을 이용한 응력범위-피로수명 관계

3. 강철도 교량의 현상 측정

3.1 측정 교량 현황

우리나라의 철도교량의 설계는 예전에 구성되어진 강철도교 설계표준 시방서를 개정하지 않고 그대로 사용하고 있다. 그런데 현 시방서에서 규정된 LS하중체계는 증기기관차 하중체계를 설계하중으로 한 것으로서 지금의 하중체계인 디젤기관차와 전동객차 하중체계와는 상이하다. 이들 새로운 하중체계는 LS 하중체계보다 경량이기 때문에 부재가 받는 동적인 피해가 적은 것으로 생각될 수 있으나 차축중량 및 차축배치 때문에 교량의 지간 길이에 따라서는 오히려 피로에 영향이 더 크게 일어나는 일이 있다.⁽¹⁵⁾

이 논문에서의 현장측정은 경춘선상의 강관형 철도교 4곳을 선정하여 지간장에 대한 영향 검토를 실시하였다. 교량의 경간수는 단경간 및 다경간으로 이루어졌으나, 주거더의 형식은 각 교각 위에서 단속되어 있어 열차의 진입시 각 교각사이에서 교량이 제각기 거동한다. 따라서 교량형식은 단순교의 형태로 간주 될 수 있다. 교량은 1939년 7월 25일 개통한 만 60년이 지난 교량으로 교량의 연결형식은 리벳이음으로 되어있다. 현재까지 주거더 자체에 대한 보수보강 및 교체는 없었고, 단지 교각이나 교대의 보수보강은 몇 번 있었다. 또한 부식 및 열화 방지를 위하여 몇 해마다 교량에 대한 전면 도장을 실시하여왔다.

3.2 현장측정방법

현장측정의 대상교량에 대한 단면제원은 표 3.1과 같다.

표 3.1 측정교량의 제원

표기	지간장	경간수	중양부 단면적 (m ²)	단면계수 (m ⁴)
A	7m	1	0.0217	2.9342E-03
B1	10.14m	3	0.0239	5.1969E-03
B2	10.20m	2	0.0256	5.1773E-03
C	19.92m	8	0.0709	2.9019E-02

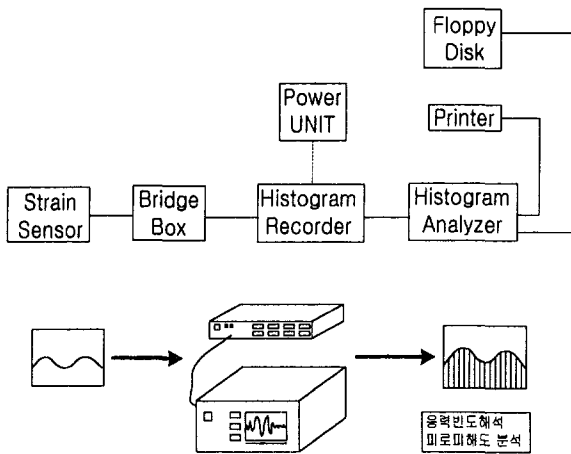


Fig 3.1 H.R을 이용한 현장측정

응력이력에 대한 Data 회수는 실동하중 하에서 1 일(24시간) 측정하였다. 측정장비로는 Histogram data Recorder(H.R)를 사용하였으며 이때 Full scale 은 현장 조건에 따라 400~1000 μ m까지 하였다. 측정 위치는 경간 중앙부의 웨브 및 플랜지 부분을 측정 하였다.

H.R을 사용한 현장측정 및 해석 과정은 그림 3.1 과 같다.

3.3 대상 교량의 시간이력해석

해석에 사용한 열차하중 모형은 크게 동력차와 객차 화차로 구분하여 표 3.2 및 그림 3.2 에 나타냈다. 하중 모형에서는 Rolling과 Yawing의 효과에 따른 축중변화를 무시한 열차모형을 사용하였다.

표 3.2 열차하중 분류

	전중량 (ton)	축 수	축 거(m)		
			A	B	C
7100호대 기관차	132	6	1.86	8.82	1.695
무궁화호 객차	41	4	2.3	13.5	2.85
통일호 객차	33	4	2.1	12.1	2.35
화차(50 ton)	50	4	1.676	8.174	1.212

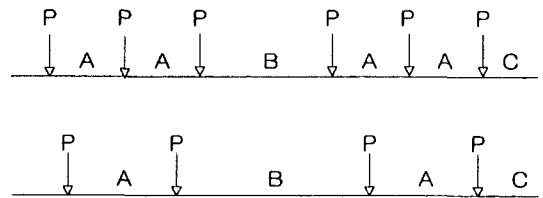


그림 3.2 열차 차축배치

일일 통과 열차량은 통일호 20대, 무궁화호 10대, 동근열차 4대, 화차 4대로 기관차의 하중은 총하중 132ton, 차축하중은 11ton, 무궁화호 객차는 총하중 41ton이며 차축하중은 5.125ton, 통일호 객차는 총하중이 33ton이며 차축하중은 4.125ton이다. 승객으로 인한 하중은 1객차당 60kg \times 72명 = 4.32ton으로 가정했다.

4. 지간장에 따른 피로피해도

4.1 현장실측

(1) 적정 Cut off 산출

Cut off에 관해서 Yamada와 Albrecht는 도로교에 있어 최대응력에 대한 25% 이하의 낮은 응력범위 값들은 noise 등에 의한 것이고, 또한 이런 낮은 응력범위는 피로피해에 크게 영향을 미치지 않고 빈도 그래프상의 확률밀도 함수를 왜곡시킬 경향이 있으므로 cut off 비율을 25%를 제안하였고, 철도교의 경우 기 발표된 연구에서는 cut off 비율이 60% 까지 가능함을 보였다.^(6,16)

여기서는 실측한 자료에 대하여 0~60% Cut off 를 실시하여 등가응력, 응력빈도, 피로피해도에 대한 변화 분포를 CASE-1(각 교량의 플랜지 측정), CASE-2(각 교량의 복부판 측정)의 4개의 교량에 대하여 비교하였다.

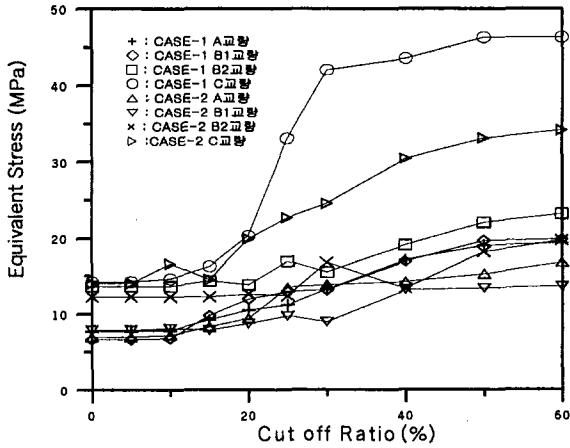


그림 4.1 Cut off 에 대한 등가응력의 변화

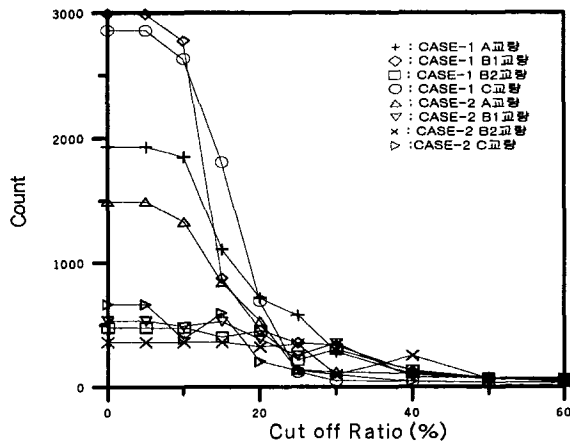


그림 4.2 Cut off 에 대한 응력빈도의 변화

Cut off의 비율에 따른 등가응력과 응력빈도 변화량을 그림 4.1 와 그림 4.2에 나타냈다. 여기에서는 15% 전에서 급격한 변화를 나타내는데 이 시점에서 noise등의 원인을 제거되는 cut off 비율을 뜻하며, 40% cut off 이후에는 거의 일정한 값을 갖음을 보이는데, 40% Cut off는 열차가 통과시에 큰 기관차의 영향만 남고 나머지 객차에 대한 응력 변화를 무시하게 되는 시점을 나타낸다.

또한 Cut off의 비율에 따른 피로피해도의 평가를 4개의 교량에 대한 결과를 그림 4.3에 나타내었다. 그래프에서의 피로피해도 기울기는 20~25% 이후에 변화하고 있는 것을 알 수 있다.

결과적으로 본 연구에서 실측한 7m에서 19.92m까지의 지간장에서 살펴본 적절한 Cut off 는 20~25% 이다. 그 이유는 noise 등의 영향을 제외한 약간 낮은 응력변화에 대한 적절한 빈도측정이 가능하며, 또한 20~25% Cut off 가 적절한 피로피해도 평

가를 할 수 있다. 이 논문에서의 피로피해도는 기존에 제안된 25% Cut off를 실시하여 평가하였다.⁽¹⁶⁾

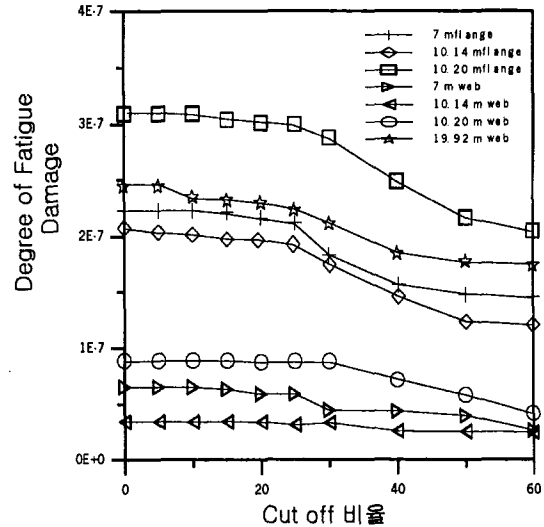


그림 4.3 Cut off 에 대한 피로피해도의 변화

4.2 시간이력해석

(1) 측정교량에 대한 시간이력해석

각 교량에 대한 통일호의 시간이력 결과에 대한 응력과형을 그림 4.4~7에 나타냈다.

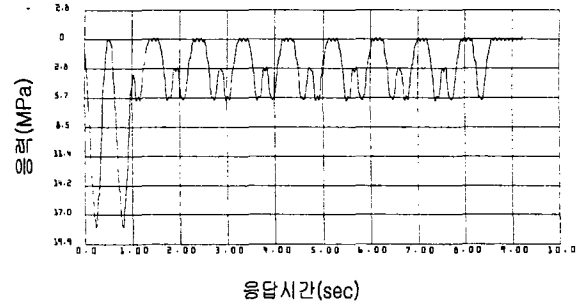


그림 4.4 A교량-통일호

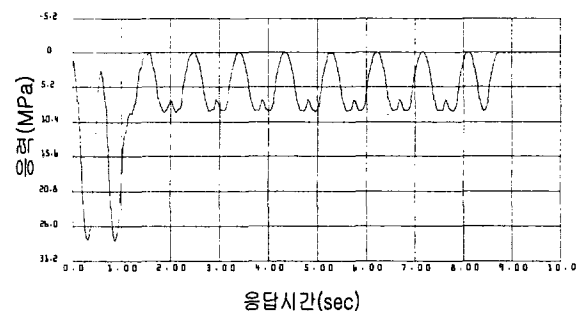


그림 4.5 B1교량-통일호

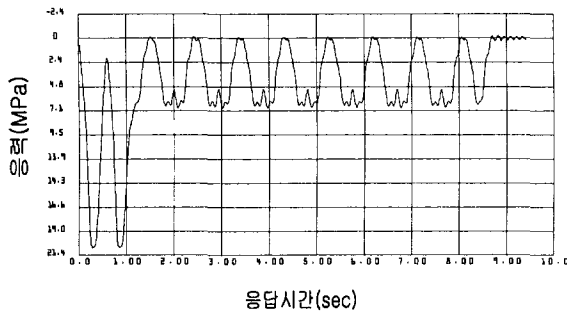


그림 4.6 B2교량-통일호

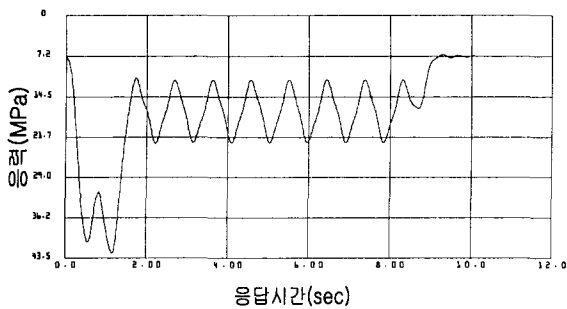


그림 4.7 C교량-통일호

철도교량에 일어나는 응력파형은 평균수준에 대해서 대칭이라고 볼 수 없으며 부분진동응력파(partially pulsating stress wave)로 알려졌다. 시간이력 해석 결과 응력 파형에 대한 평가는 지간장이 가장 긴 C교량의 경우 극대치(σ_{max})와 극소치(σ_{min})의 비가 점차 1.0에 가까워지는 부분진동응력파형을 나타냈다.

그림에서 알 수 있듯이 지간이 변함에 따라 파형의 변화를 보인다. 즉 A교량의 단지간에서는 차축에 따른 응력파형이 나타났으며, C교량의 장지간장에서는 파형의 극대치(σ_{max})와 극소치(σ_{min})의 비가 줄어들었다. 또한 이 교량의 응력파형 중 시작부분의 두번째 파형이 높은 이유는 기관차의 2번째 차축이 같은 주거더에 공유하기 때문이다.

(2) 등가응력 및 응력빈도 평가

실측치와 해석치에 대하여 RMC 등가응력을 지간장별로 정리하여 표 4.1에 나타냈다. 등가응력은 CASE-1보다 CASE-2에서 측정된 값이 작음을 보여주는데 이것은 각 교량의 경간 중앙부의 같은 위치에 대한 평가이기 때문에 인장 부재인 플랜지의 경우가 복부판의 경우보다 크게 나온다. A교량, B1

교량 지간장에서 해석에 의한 등가응력이 약간 높게 나타났고, C교량의 지간장에서 실측에 의한 등가응력이 높게 나타났다. 이와같은 원인은 교량 주변현황에 대한 환경적인 영향에 의한 것이라 생각된다.

표 4.1 지간장별 등가응력 비교

		A교량	B1교량	B2교량	C교량
CASE-1	실측	11.19	12.94	16.87	33.09
	해석	14.55	17.05	15.95	25.51
CASE-2	실측	9.39	9.72	12.39	22.66
	해석	10.79	11.10	12.09	19.66

경춘철도 교량의 실측치와 해석치의 등가횟수를 지간장별로 정리하여 표 4.2에 나타냈다. 표에서는 지간장에 따라서 응력빈도가 작아짐을 보여주고 있다. 이 표에서의 응력빈도 횟수는 실측치와 해석 모두에서 25% Cut off를 시킨 후에 응력빈도 횟수를 나타냈다. 교량의 1일 동안 지나간 차축 수는 1396개이다.

표 4.2 지간장별 응력빈도 비교

		A교량	B1교량	B2교량	C교량
CASE-1	실측	576	355	218	122
	해석	408	368	361	324
CASE-2	실측	532	256	345	134.5
	해석	408	368	361	324

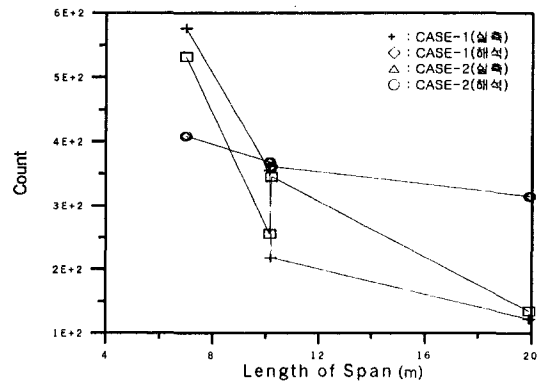


그림 4.8 지간장에 따른 응력빈도의 변화

그림 4.8에서 지간장이 길어질수록 응력빈도 횟수가 점차 줄어드는 경향을 보이는데 특히 19.92m의 긴 지간장에서는 실측에 의한 응력빈도가 해석에 의한 응력빈도 횟수보다 상대적으로 줄어드는 것을 보인다. 따라서 이 논문의 대상교량에서는 지간장이 길어질수록 열차의 이동하중에 의한 응력빈도 횟수

가 점차 줄어드는 것을 알 수 있다.

(3) 피로피해도 평가

등가응력 및 등가횟수를 거쳐 실측치와 해석치의 시간장별 피로피해도 평가를 하였다. 리벳 연결된 교량은 대부분 피로의 개념이 도입되기 이전에 건설되어서 이 논문에서 평가한 교량의 리벳연결에 대한 피로등급의 명확한 제시가 없다. 따라서 이 논문에서는 JSSC의 고장력 볼트 마찰접합 피로등급 C(53Mpa)을 적용하였다. 이 경우 C교량(19.92m)인 경우만 변동하중에 의한 피로한계를 약간 상회하였다. 한편 리벳형 강철도교에 대한 피로평가에 대하여 Fisher⁽⁷⁾가 제안한 AASHTO의 피로설계 등급 D(48.3Mpa)에 대한 평가도 C교량의 경우를 제외한 모든 교량이 피로한계 이하의 응력수준이 발생했다. 이 논문에서 측정된 리벳이음 강판형 철도교에 대한 피로피해도 등급은 CASE-1(플랜지)의 경우는 JSSC의 C 등급을 적용하였고 CASE-2(복부판)의 등급은 JSSC의 B 등급을 적용하였다. 또한 피로피해도 이론은 피로한계 이하의 저응력 수준에 대한 비교 평가를 위하여 수정 Miner 법칙을 적용하였다.

교량의 피로평가에서 시간이력해석에 의한 값이 실측에 의한 결과보다 높게 나타났고 특히 10.14m에서는 많은 차이를 보이는데 이것은 측정오차에 의한 원인으로 생각된다.

표 4.3 시간장별 피로피해도 비교

		7m	10.14m	10.2m	19.92m
CAS E-1	실측	2.06E-07	1.97E-07	2.68E-07	1.13E-06
	해석	3.21E-07	4.67E-07	3.74E-07	1.37E-06
CAS E-2	실측	5.91E-08	3.15E-08	8.81E-08	2.10E-07
	해석	6.88E-08	6.76E-08	8.57E-07	2.31E-07

그림 4.9은 표 4.3에 대한 결과를 나타냈고 여기에서 해석에 의한 피로피해도가 실측에 대한 비율보다 높게 나타남을 잘 보여준다. 이것은 기존연구의⁽⁵⁾ 응력이력 시뮬레이션의 결과에 의하면 실측에 의한 피로수명의 결과보다 다소 큰 안전측 결과가 나왔다.

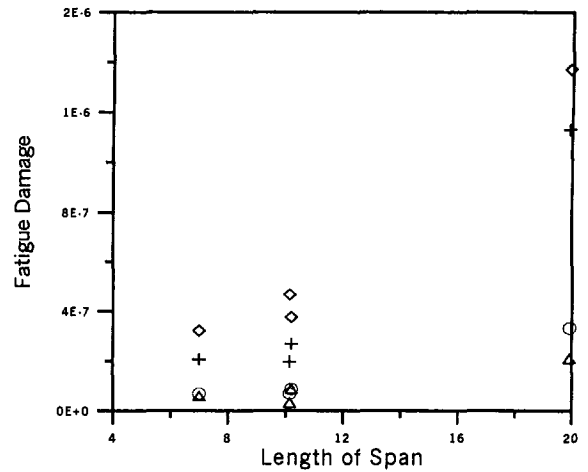


그림 4.9 시간장별 피로피해도

각 교량에서의 단면계수가 다르기 때문에 그림 4.9의 시간장별 피로피해도로 시간장별 피로피해도의 결과를 나타내는 것은 무리가 따른다. 따라서 각 교량의 경간 중앙에서 동적하중에 의한 최대 응력이 100Mpa로 발생한다고 가정을 하여 단면계수를 조정을 하여 시간장에 따른 피로피해도의 변화를 산출하였고 결과를 그림 4.10에 나타내었다. 이 가정의 신뢰성은 측정교량에 대한 시간이력 해석 결과 단면계수가 변화하면 시간이력해석에서의 파라미터인 Damping 계수의 변화에 의한 응력파형의 변화가 측정된 교량에서는 보이지 않았다. 따라서 최대 응력값을 일정하게 가정하는 것에 대한 타당성이 있다.

그림 4.10에 대한 1차 회귀분석한 결과는 CASE-1(피로등급 C의 리벳연결된 덮개판)의 경우 Slope는 $-5.54583 \cdot 10^{-7}$ 이고 CASE-1(피로등급 B의 플랜지)의 경우 Slope는 $-2.43367 \cdot 10^{-7}$ 으로 나타났다. 따라서 해석한 결과와 실측에 의한 결과를 비교 분석한 결과 시간장 0m~20m 구간에서 1차 회귀분석 결과 실측에 의한 결과가 피로피해가 시간장에 따라 더 낮아지는 것을 뜻한다.

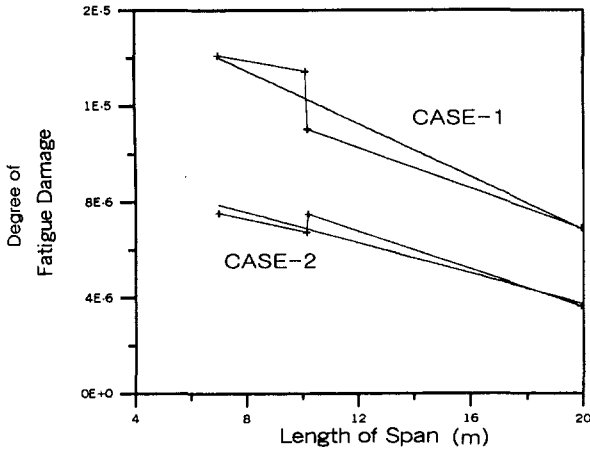


그림 4.10 지간장에 따른 피로피해도

이상에서 살펴본 바와 같이 강철도교의 지간장에 따른 피로피해의 변화는 지간장이 길어질수록 동적하중에 의한 응력파형의 변화가 점점 적어지고 결과적으로 적은 피로피해가 나타났다.

5. 결론

지간장에 따른 강철도교의 피로피해도의 변화 평가를 통한 결과는 다음과 같다. 지간장이 7m~19.92m의 경춘선 상의 4개의 강관형 철도 교량의 측정과 시간이력 해석을 통하여 다음의 결과를 얻었다.

1. 강관형 철도교의 지간장에 따른 피로피해도 분석 결과 구간 0m~20m에서 확연하게 줄어든다.
2. 적절한 Cut off 비율은 noise의 영향을 제외하고 피로피해도에 적은 영향을 미치는 20~25% 정도가 적합하다.
3. 지간장이 5m 이하의 짧은 지간에서는 응력파의 모양이 완전진동파의 특징을 보인다. 지간이 길어질수록 파형의 골 사이의 길이가 점차 짧아지고 극대치(σ_{max})와 극소치(σ_{min})의 비가 점차 1.0에 가까워지는 부분진동응력파형을 나타낸다.
4. 향후 연구 과제로는 20m 이상의 실교량 지간장에 따른 피로거동의 평가 및 다른 타입 및 도로교에 대한 피로피해의 변화 등의 연구가 필요하다.

참고문헌

- [1] “鋼構造物の疲勞設計指針・同解説”, 일본강구조학회, 1998. 3.
- [2] 최강희 “강철도교의 실거동에 관한 연구”, 박사학위논문, 한양대학교 대학원, 1989. 6.
- [3] 이종득, “실측 走行慣性力에 의한 철도교량의 진동특성”, 박사학위논문, 한양대학교 대학원, 1991.6.
- [4] “American Association of State Highway and Transportation Officials” Standard Specifications for Highway Bridges, 1992.
- [5] 용환선, “강철도교의 응력발생 모형을 이용한 피로수명 추정에 관한 연구”, 한국강구조학회 논문집, 제8권 제4호, pp 19~29, 1996. 12.
- [6] 장동일, 이종득, 김성훈, “강철도교의 피로피해평가”, 한국강구조학회 논문집, 제3권 제1호, pp 173~183, 1991. 3.
- [7] Tilly, G. P., Nunn, D. E., “Variable Amplitude Fatigue in Relation to Highway Bridges”, *Proceeding. Institution of Mechanical Engineers*, Vol. 194, pp259~267, 1980.
- [8] Miki C, Murakoshi J., “Long Life Fatigue Behavior of Fillet Welded Joints under Computer Simulated Highway and Railroad Loading”, *Structural Eng./Earthquake Eng.*, Vol.6, No. 1, pp 415~485, April, 1989.
- [9] Fisher John W., “Fatigue Strength of Riveted Bridge Members”, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 116, No. 11, pp 2968~2981, 1990.
- [10] Ebrahimpour A., “Probabilistic Fatigue Evaluation of Railway Bridges”, *Structural Engineering Review*, Vol. 5, No. 1, pp23~30. 1993.
- [11] Peter M. Kunz, Geoffrey L. Kulak, “Fatigue Safety of Existing Steel Bridges”, *IABSE*, pp 1073~1078, 1996.
- [12] 松浦章夫, “高速鐵道における橋の動的挙動に関する研究”, *日本土木學會論文報告書* 256호, 1976.
- [13] 山田健太郎 외, “橋梁の實動應力測定と疲勞壽命評價”, *日本土木學會論文集* No. 428, I-15, 1991. 4.
- [14] 장동일, 이종득, 정영화, “강철도교의 등가피로 피해에 관한 연구”, *대한토목학회논문집* 제2권 제4호, pp 11~21 1982.
- [15] Drew F.P., “Recorded Stress Hystories in Existing Rail Road Bridges”, *Proc, ASCE*, ST 12. 1968.
- [16] Albrecht P., Yamada K., “Simulation of Service Fatigue Loads for Short-Span Highway Bridges, Service Fatigue Loads Monitoring, Simulation and Analysis”, *ASTM STP* 671, pp 255~277 1979.