

강합성 교량 스티드 전단연결재의 피로 설계식 평가 및 제안

Assessment and Recommendation of Fatigue Design Codes for Stud Shear Connectors in Composite Bridge

이경찬* · 윤기용**

Lee, Kyoung Chan · Yoon, Ki Yong

Abstract

The design of the stud shear connector of a bridge structure is mostly controlled by the fatigue resistance not by the strength, if it is followed by AASHTO LRFD Bridge Design Specification. This fatigue design code in AASHTO LRFD is based on the research work done by Slutter and Fisher in 1966. These tests seemingly underestimated the fatigue resistance of connectors because of the inherent eccentricity of the one-face test setup which results additional tension forces to the stud. In addition, the stress ranges were not plotted in the log scale, because it was not known at that time that the fatigue resistance of the welded steel structures has a linear relationship of log scales of stress range and number of loading cycles. This study evaluates the test data produced by the Slutter and Fischer, and plot the data on the proper manner. The fatigue push-out test data produced recently by many other researches all around the world are gathered and analyzed, furthermore a design curve is recommended.

Key words : bridge, fatigue design, stud, shear connector

요 지

AASHTO LRFD 설계 기준에 따른 합성형 교량 전단연결재 설계는 주로 강도보다는 피로에 의해 지배되는 것으로 알려져 있다. 이 피로 설계는 1966년 Slutter와 Fisher의 연구에 근거하고 있다. 당시의 시험은 1면으로 수행되었기 때문에 편심이 작용하였고, 이로 인하여 전단연결재에 별도의 인장력이 가해지게 되어 피로 강도가 감소되는 결과를 낳은 것으로 보인다. 또한, 피로 S-N 곡선은 응력변동폭과 하중반복 횟수 각각의 로그 스케일에 대하여 선형 관계를 보이는 것으로 Fisher에 의해 후에 밝혀졌으나, 전단연결재의 경우에 대해서만은 아직도 응력변동폭에 로그를 취하지 않고 있다. 이 연구는 현재 미국, 영국, 유럽, 일본에서 사용 중인 피로 설계 곡선을 비교 검토한 결과 미국 설계 기준이 비교적 보수적인 설계를 하고 있음을 확인하였다. 나아가, 당시의 실험 세팅과 데이터를 재분석하고 최근까지 전 세계에 공개된 피로 실험 데이터를 수집하여 분석 비교하고, 이를 바탕으로 적절한 설계식을 추천하고자 한다.

핵심용어 : 교량, 피로설계, 스티드, 전단연결재

1. 서 론

강재 거더와 콘크리트 바닥판으로 이루어진 강합성 교량은 인장에 강한 강재의 특성과 압축에 강한 콘크리트의 특성을 효율적으로 결합한 구조형식이다. 이러한 합성거동은 콘크리트 바닥판과 강재 거더 사이의 전단연결재를 통해서 구현되기 때문에 전단연결재의 파손은 곧 강합성 교량의 합성 거동이 손실됨을 의미하며, 이 경우 콘크리트 바닥판을 구조적으로 활용할 수 없게 되므로 교량 전체 내하력의 상당한 손실을 유발하게 된다. 더욱이 이러한 전단연결재의 파손은 육안으로 관찰되지 않기 때문에 사전의 유지보수를 통한 예측이 어렵다.

국내의 전단연결재 설계는 미국 AASHTO에서 제안한 기준을 간략화해서 사용하고 있다. 미국의 전단연결재 설계 기준 중 피로 설계는 1966년에 발표된 Slutter와 Fisher의 연구에 전적으로 의존하고 있는데, 이 당시 수행된 연구는 크게 두 가지 문제점을 가지고 있다. 첫째는 당시 실험체 구성에서 합성 콘크리트 바닥판의 옆면에 피로 하중을 직접 재하하였기 때문에 편심이 불가피하게 발생하게 되었으며, 이로 인하여 의도하지 않은 축력이 스티드에 가해지게 되었다. 이 중에서도 특히 가까운 쪽 스티드에는 인장력이 가해지게 되는데, 이러한 인장력은 스티드 하단의 균열 진전을 가속시키는 역할을 하기 때문에 피로수명이 필연적으로 낮게 얻어질 수밖에 없었다. 둘째는 일반적인 강구조물의 피로 거동은 응

*Auburn University Post-doctoral researcher (E-mail: kcleee@auburn.edu)

**정회원 · 선문대학교 토목공학과 교수

력변동폭(stress range)과 하중재하횟수 각각의 로그값에 대하여 선형적인 관계를 가진다고 알려져 있으며, 현재 기타 모든 강구조에서는 이에 입각하여 피로 수명이 규정되어 있다. 하지만, 전단연결재를 연구할 당시에는 이러한 지식이 아직 정확히 밝혀지기 전이기 때문에 유일하게 전단연결재에 대해서만 응력변동폭에 대하여 로그값을 사용하지 않고 있다.

이로 인하여 전단연결재의 피로 설계 규정이 보수적으로 제정되었으며, 대부분의 전단연결재 설계에서 정적 거동 보다는 피로 거동에 지배를 받는 결과를 낳았다. 그러나 미국 이외의 영국이나 유럽에서는 미국보다 정적 내하력을 더 낮게 평가하고, 설계 피로 응력을 높게 평가하고 있다. 이 연구에서는 각국의 전단연결재 설계 기준을 비교 검토하고, 미국 설계 기준의 근거가 되는 Slutter and Fisher (1966)의 연구에서 얻어진 실험 데이터와 당시에 사용된 실험 세팅을 재해석한다. 나아가, 세계 각국에서 수행된 피로 실험 데이터를 수집하고, 이를 일관된 방법으로 분석하여 타당한 설계식을 제안하고자 한다.

2. 각국의 전단연결재 설계 기준

2.1 극한 강도 평가

국내 도로교설계기준(2005)(식 (1))은 전단연결재의 정적 강도를 미국 AASHTO LRFD 설계기준(2007)(식 (2))에 준하여 채택하고 있다. 다만, 전단연결재에 대한 강도감소계수가 미국은 0.85인 반면 국내는 전단과 비틀림에 대하여 0.80을 취하고 있다. 유로코드-4(2005)(식 (3))는 비슷한 형태의 식을 사용하나 부분계수를 도입하여 미국이나 한국보다 정적 극한 강도를 현저히 적게 평가하고 있다. 특이한 점은 (스터드 높이)(직경) 비율을 국내와 미국은 4.0 이상으로 규정하고 있으나, 유로코드의 경우 이 비율이 3과 4에 속하는 경우를 허용하는 대신 그 강도를 감소시키고 있다. 마지막으로 영국의 BS-5400: part 5(2005)는 전단연결재의 극한 강도를 표로 제시하고 있다. 이 표는 전단연결재의 직경과 높이 그리고 콘크리트 강도에 따라 각각 다른 값을 주고 있으며, 전단연결재의 최소인장강도를 495 MPa로 제한하고 있다. 전단연결재의 인장강도가 495 MPa인 경우 직경 25 mm, 높이 100 mm

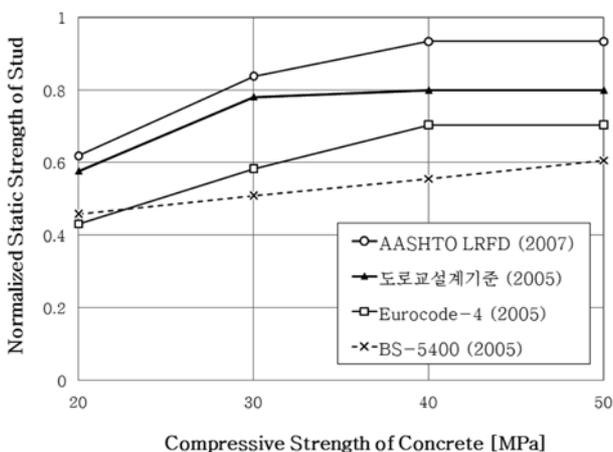


그림 1. 콘크리트 강도에 따른 전단연결재의 극한 강도 비교.

이상인 스테드 전단연결재에 대한 정적강도를 그림 1에 도시하여 비교하였다. 여기서 세로축은 인장강도에 대한 비율로 표기하였다. 적은 강도감소계수로 인하여 국내기준은 AASHTO보다 적은 값을 주고 있지만, 영국이나 유럽에서 제시한 값보다는 기본적으로 큰 값을 사용하고 있다.

도로교 설계 기준 (2005):

$$V_u = 0.4d^2 \sqrt{f_{ck} E_c} \leq A_{sc} f_u \quad (1)$$

AASHTO LRFD (2007):

$$Q_r = \phi_{sc} Q_n = \phi_{sc} 0.5 A_{sc} \sqrt{f_{ck} E_c} \leq \phi_{sc} A_{sc} f_u \quad (2)$$

유로코드-4 (2005):

$$P_{Rd} = \frac{0.29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_c}}{\gamma_V} \leq \frac{0.8 f_u A_{sc}}{\gamma_V} \quad (3)$$

여기서,

$$3 \leq h_{sc}/d \leq 4 \text{ 인 경우 } \alpha = 0.2(h_{sc}/d + 1);$$

$$h_{sc}/d \geq 4 \text{ 인 경우 } \alpha = 1$$

2.2 피로 강도 평가

AASHTO LRFD(2007)에서 제시한 피로 설계 곡선(S-N)은 다음 식 (4)와 같으며 이는 Slutter와 Fisher(1966)의 연구에 근거하고 있다. 그 후에 원래의 연구 결과에 피로한계 (Constant Amplitude Fatigue Limit, CAFL)를 24.2 MPa에 준하도록 추가하였다. 국내 도로교설계기준은 기본적으로 이 식을 따르지만, 반복횟수가 2,000,000을 초과하는 경우에 대해서는 응력변동폭을 48.4 MPa로 고정하여 사용하고 있다. 유로코드-4(2005)의 경우 피로 S-N 곡선을 식 (5)와 같이 제시하고 있으며 별도의 피로한계는 제시하고 있지 않다. 일본강구조학회(JSSC)(1995)의 경우 유로코드-3(2005)에서 전단을 받는 강재(스터드는 해당하지 않음)에 해당하는 식(식 (6))에 피로 한계를 66.6 MPa로 높여서 사용하고 있다. 영국의 BS-5400: Part 10(1980)에서는 피로 S-N 곡선을 식 (7)과 같이 2단계의 기울기로 제시하고 있으며 응력을 전단연결재의 정적 극한 강도에 대한 비율로 환산하여 사용하고 있다. 따라서 전단연결재의 인장강도가 높아지면 자연스럽게 피로 강도도 높아지게 된다.

AASHTO LRFD (2007):

$$Z_r = (238 - 29.5 \log N) d^2 \geq \frac{38.0}{2} d^2 \quad (4)$$

유로코드-4 (2005): $\log N = 21.935 - 8 \log S$ (5)

일본강구조학회 (1995): $\log N = 15.816 - 5 \log S$ (6)

BS5400: part 10: $\log N = 22.318 - m \log S_{BS}$ (7)

여기서,

$$S_{BS} = 425 [MPa] \times \Delta P / P_{Rd};$$

$$N < 10^7 \text{ 일 때, } m = 8;$$

$$N \geq 10^7 \text{ 일 때, } m = 10.$$

위의 설계 식들을 동시에 비교(그림 2)해 보면, AASHTO LRFD(2007)에서 제시한 피로 설계식이 다른 설계식들보다 낮은 응력변동폭을 제시하는 것을 확인할 수 있다. 이러한 차이는 특히 하중 반복횟수가 커질수록 더욱 크게 벌어진다. 이렇게 낮은 응력변동폭으로 설계할 경우 많은 수의 전단연결재가 요구되며, 이는 기존 교량 바닥판의 급속 교체 및 급속 시공 시 공사 지연의 원인이 될 수 있다. AASHTO LRFD(2007)에 근거해서 설계 규정을 채택한 국내 도로교설계기준(2005) 역시 2백만회 수준의 반복횟수에서 다른 설계기준들보다 보수적인 응력변동폭을 제시하고 있다.

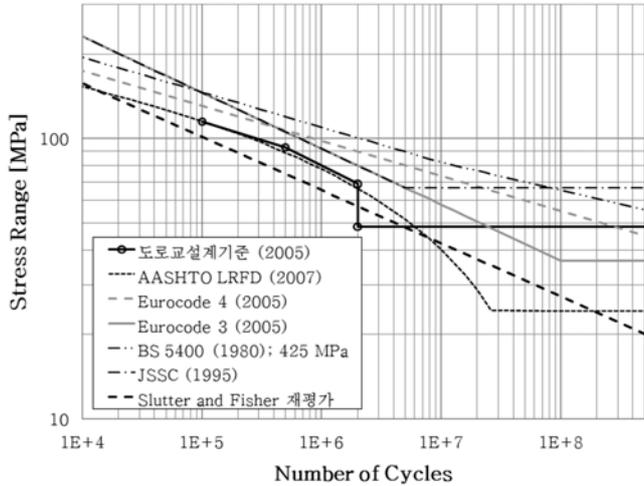


그림 2. 전단연결재의 피로 S-N 곡선 비교.

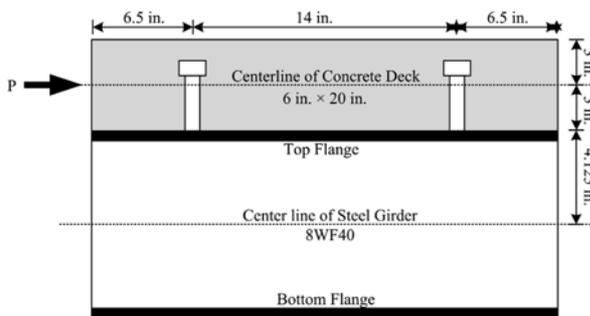
3. AASHTO LRFD 설계 근거 실험의 재평가

3.1 실험 데이터의 분석

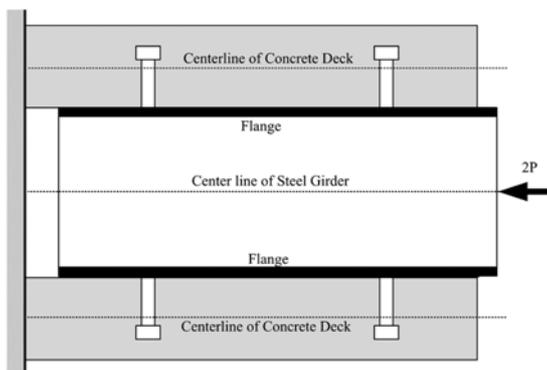
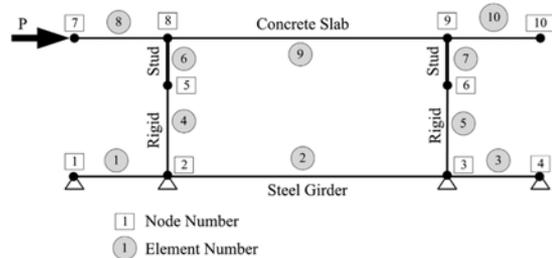
피로 실험으로 얻어진 데이터는 초기 응력과 응력변동폭(S) 그리고 피로 파괴시의 하중 반복 횟수(N)이다. AASHTO LRFD(2007)에 제시된 피로식의 원 데이터(Slutter and Fisher, 1966)는 전단연결재의 피로 거동이 응력변동폭과 반복횟수의 로그값이 선형관계를 이루는 것으로 가정하여 유도되었다. 하지만, 이후에 Fisher 등(1970, 1974)은 강구조물의 피로 거동은 응력변동폭의 로그값과 반복횟수의 로그값 사이에 선형관계를 가지고 있음을 입증한 바 있다.

실험에서 얻은 결과로부터 설계식을 도출할 경우, 95% 신뢰구간에 근거하여 실험데이터 표준편차의 1.96배(대략해서 2 배를 사용하기도 함)에 해당하는 만큼 평균선에서부터 이동하여 안전을 확보하도록 하는 것이 일반적이다. 그러나 당시에는 보 실험과 비교하여 push-out 실험이 보수적인 결과가 나오는 것을 확인하여 단순히 평균값을 채택하였다. 이 연구에서는 기존에서 얻어진 실험 데이터를 바탕으로 응력변동폭과 반복횟수 모두에 로그값을 취한 상태에서 선형 회귀를 수행하고, 이렇게 얻어진 평균곡선을 이동하여 설계식을 유도하여 식 (8)과 같은 결과를 얻었다. 이는 현재 일본에서 사용 중인 식과 유사한 기울기를 가지고 있지만, 다른 식들과 비교(그림 2)하여 여전히 가장 보수적인 응력변동폭을 제시하고 있다.

$$\text{Slutter and Fisher 재평가: } \log N = 15.549 - 5.295 \log S \quad (8)$$



(a). Slutter & Fisher (1966) 실험 세팅과 해석 모델



(b). 2면 실험 세팅과 해석 모델

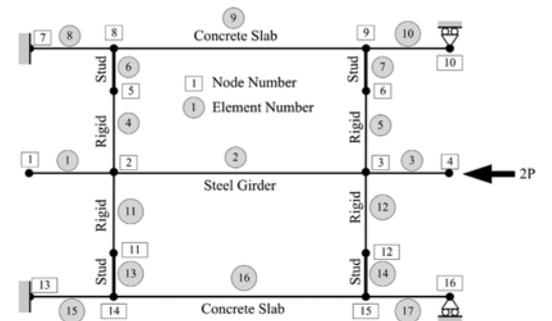


그림 3. (a). Slutter & Fisher (1966) 실험 세팅과 해석 모델, (b). 2면 실험 세팅과 해석 모델.

3.2 실험 세팅

위와 같이 새로 얻은 설계식도 여전히 다른 설계식보다 보수적인 결과를 보이는 것은 당시의 실험 세팅에 근거한 것으로 생각된다. 당시 피로 실험은 강재에 바닥판을 합성한 후 바닥판 옆면에 직접 피로 하중을 재하하는 1면 시험으로 수행되었으나, 이는 실험 부재에 바닥판 두께의 절반에 해당하는 편심을 재하하게 된다. 이러한 편심은 하중재하면에서 가까운 전단연결재에 추가의 인장력을 부가하게 되며, 이로 인하여 스테드 하단에 발생할 균열의 진전 속도가 현저하게 증가하게 된다. 이러한 문제는 Baide 등(2002)의 연구에서도 언급된 바가 있으며, 그는 이러한 편심을 제거하기 위하여 실험 세팅을 수정한 바가 있다. 특히 유로코드-4(2005)와 BS-5400-5(2005)에서는 이와 같은 편심이 유발되지 않도록 2면으로 바닥판을 설치한 후 강재에 하중을 재하하는 2면 시험을 권장하고 있다.

이 연구에서는 원 실험 세팅의 하중 재하 모델(그림 3(a))을 프레임 요소로 이상화하여 구조해석을 수행하였으며, 이때 전단연결재에 가해진 수평력의 21.5%에 해당하는 인장력이 가까운 전단연결재에 가해지는 것을 확인하였다. 마찬가지로 하중 재하점에서 먼 전단연결재에는 동일한 크기의 압축력이 가해지지만, 실제로 인장력이 걸리는 전단연결재가 먼저 피로 파괴되기 때문에 전체적인 피로 거동은 인장력이 가해진 전단연결재에 의해 지배된다. 동일한 시험체에 대하여 2면으로 시험(그림 3(b))이 수행될 경우에는 수평력의 0.15%에 해당하는 인장력만이 가해져서 피로 거동에 거의 영향을 미치지 않을 수 있음을 확인하였다.

AASHTO LRFD(2007)의 근거가 되는 Slutter와 Fisher(1966)의 연구에서 수행된 1면 실험세팅의 편심문제로 인하여 전단연결재에 부가적인 인장력이 가해지게 되었고, 이로 인하여 피로 내하력이 현저하게 낮게 평가된 것으로 보인다. 편심이

유발되지 않도록 2면 실험 또는 보실험으로 얻어진 데이터들을 그림 4에서 비교하였다. 바닥판 콘크리트의 강도가 현저히 낮은 Mainstone과 Menzies(1967)의 데이터를 제외하고는 모두 Slutter와 Fisher(1966)의 결과를 상회하고 있다. 이로부터 1면 실험으로 인해 발생한 추가 인장력이 AASHTO LRFD(2007)의 보수적인 피로 설계의 또 하나의 원인인 것으로 판단된다.

4. 피로 실험 데이터 수집 및 분석

4.1 데이터 수집 및 분석

스테드 전단연결재의 적절한 피로 거동을 알아보기 위하여 현재까지 알려진 피로 실험 데이터를 수집하였다. 전 세계에 걸친 12개의 피로 실험 프로그램에서 150개의 데이터를 수집하였다(그림 4). 각각의 실험 프로그램에 대한 선형 회귀를 통한 설계 피로 곡선은 표 1에 제시된 바와 같으며, 일반적으로 기울기값(m)은 5에서 8사이의 값을 가지고 2백만회에서의 응력변동폭은 60 MPa에서 90 MPa 사이에 존재하고 있다.

위에서도 언급된 Slutter와 Fisher(1966)의 실험은 19mm와 22.2 mm 직경의 스테드 전단연결재에 대하여 1면으로 실험하였으며, 일방향 하중재하뿐만 아니라 2방향 하중재하시험(reverse test)한 것도 비교하였다. 이 연구에서 2방향 재하는 피로 성능을 높게 평가하는 것으로 밝혀졌으며, 이에 따라 표 1에서는 이를 별도로 구분하여 표시하였다. Daniels와 Fisher(1968)는 연속보실험으로 전단연결재의 피로거동을 살펴해보았으나, 수집된 데이터의 상관계수가 너무 적어 일관된 회귀선을 얻지 못하였다.

비슷한 시기 영국에 Mainstone과 Menzies(1967a)는 19 mm 직경의 스테드 전단연결재에 대하여 피로 거동을 평가하였으나 응력변동폭을 변수로 취하지 않았었다. 이 결과를 응력변

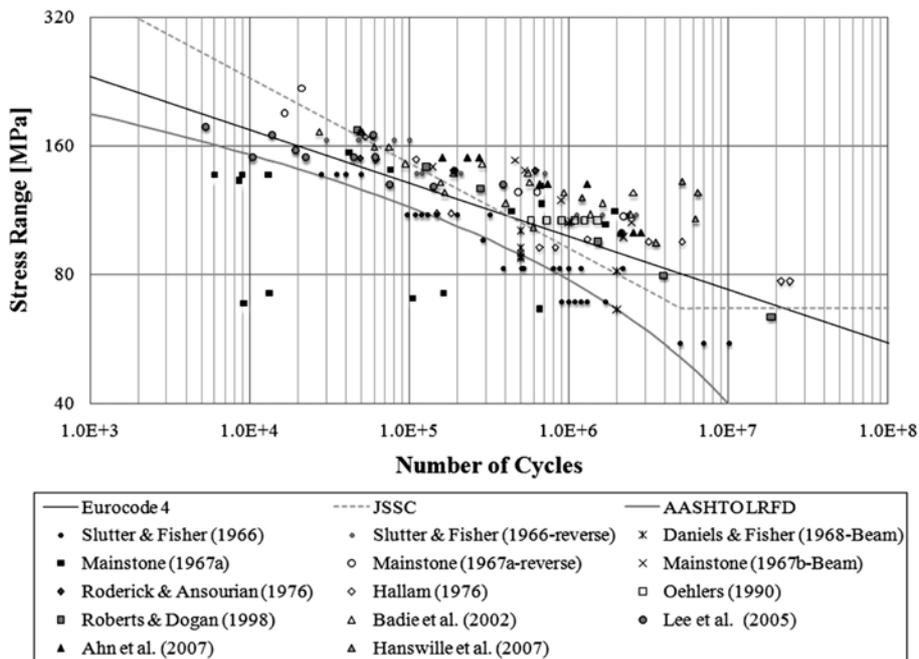


그림 4. 수집된 피로 실험 데이터.

표 1. 수집된 피로 실험 데이터의 선형 회귀 분석에 의한 설계 피로 곡선 결과

데이터 출처	표본수	기울기 (m)	y축 절편 (logA)	2백만회 응력변동폭	상관계수 (r ²)
Slutter & Fisher (1966)	32	5.259	15.549	57.365	93%
Slutter & Fisher (1966)-reverse	12	8.506	23.125	95.032	87%
Daniels & Fisher (1968)-beam	8	2.704	10.748	44.120	37%*
Mainstone & Menzies (1967a)	16	0.925	5.134	0.055	2%*
Mainstone & Menzies (1967a)-reverse	5	7.055	20.225	94.081	95%
Mainstone & Menzies (1967b) - beam	7	5.064	16.043	83.921	74%
Roderick & Ansourian (1976)	4	응력변동폭의 개수가 너무 적어서 선형 회귀 불가			
Hallam (1976)	13	7.169	19.676	73.398	82%
Oehlers (1990)	6	응력변동폭의 개수가 너무 적어서 선형 회귀 불가			
Roberts & Dogan (1998)	6	5.892	17.773	88.504	100%
Badie et al. (2002)	16	8.041	22.037	90.562	79%
Lee et al. (2005)	11	8.428	22.271	78.509	58%
Ahn et al. (2007)	9	5.765	17.695	94.723	90%
Hanswille et al. (2007)	5	응력변동폭의 개수가 너무 적어서 선형 회귀 불가			

*상관계수가 너무 적어 무의미한 선형 회귀 결과임.

동폭에 대하여 도시한 결과 실험 데이터가 넓게 분포하고, 일관성을 찾기 어려운 것으로 나타났다. 이는 전단연결재가 매립된 콘크리트의 강도가 35 MPa 이하로 너무 낮아서 나타난 결과로 생각된다. 또한 Mainstone과 Menzies(1967b)는 단순보에 대하여 피로 실험을 수행하였고 이로부터 7개의 데이터가 수집되었다.

호주에 Roderick과 Ansourian(1976)은 피로하중의 진폭이 변동하는 경우에 대하여 연구하였으며, 이 연구에서는 고정진폭으로 시험된 데이터만을 수집하였다. 그러나 응력변동폭이 140 MPa과 150 MPa로 두 가지 밖에 없어서 회귀선을 도출하지는 못하였다. 또한, Hallam (1976)은 19 mm 직경의 스티드 전단연결재에 대하여 피로 시험을 수행하였으며, 실험 결과로부터 적절한 회귀선을 도출하였다.

Roberts와 Dogan(1998)은 강재-콘크리트-강재 샌드위치(SCSS) 보에 적용되는 전단연결재에 대하여 피로 시험을 수행하였고, 전단연결재의 직경은 10 mm 높이는 150 mm로 일반적인 전단연결재와는 기하조건이 상이한 편이었다. 이 연구에서 얻은 데이터로부터 상관계수가 100%에 가까운 회귀선을 도출할 수 있었다.

Oehlers(1990)은 일정 횟수의 피로 반복 하중이 재하된 후 정적 강도의 감소를 평가하는 실험 방법을 제안하였다. 이 연구에서는 그 중에서 일반적인 피로 시험 데이터만을 수집하여 평가하였다. 다만, 이러한 잔류 정적강도 평가 시험은 대개 일정한 응력 변동폭에 대하여 수행되기 때문에, 응력변동폭의 개수가 적어서 적절한 회귀선을 도출할 수 없었다. 마찬가지로 Ahn 등(2007)과 Hanswille 등(2007)도 잔류 정적강도를 평가하는 실험을 수행하였고, 이 중에서 Hanswille 등(2007)의 연구는 응력변동폭을 너무 적게 선택하여 회귀선을 도출할 수 없었다.

Badie 등(2002)은 22.2 mm 직경과 대직경인 31.8 mm 직

경의 스티드 전단연결재에 대하여 피로 시험을 수행하였으며, 이로부터 16개의 데이터가 수집되었다. 이로부터 얻어진 회귀선은 유로코드-4(2005)의 설계식과 유사하게 도출되었다. 마찬가지로 Lee 등(2005)은 25 mm, 27 mm, 30 mm의 대직경 전단연결재에 대하여 피로 시험을 수행하였으며, 이로부터 회귀선을 도출하였으나 상관계수가 58%로 다소 낮게 나타났다.

각 데이터들을 종합해서 살펴보면 서로 간에 상당히 큰 차이를 보이고 있으며, 이로 인하여 전단연결재의 피로 거동은 단순히 응력변동폭에 의해서 지배되는 것으로 보기 어려운 것으로 판단된다. Oehlers(1990)은 전단연결재의 피로 거동이 정적강도의 감소를 유발하는 것을 보인바 있다. 또한, Johnson(2000)은 피로 상연응력이 정적강도의 60%이하에 머무르는 경우 이러한 강도감소가 현저하지 않다고 밝힌 바 있으며, 이에 따라 현재 유로코드-4(2005)에서는 부분계수를 고려하여 피로하중에 의한 응력이 정적강도의 75%가 넘지 않도록 규정하고 있다.

4.2 피로 강도에 영향을 미치는 변수 분석

위에서 수집된 데이터에서 보듯이 실험에 따라서 피로 강도가 매우 다양하게 평가되는 것을 확인할 수 있다. 이는 일차적으로 정적강도감소에 따른 영향이 큰 것으로 판단되어, 정적 강도에 대한 상연 응력의 비율이 미치는 영향을 실험 데이터로부터 분석하였다. 이 변수 분석에서 Slutter와 Fisher(1966)의 데이터는 상기에 언급된 실험 세팅의 문제로 인하여 피로 강도가 지나치게 낮게 평가되기 때문에 고려되지 않았으며, Hanswille 등(2007)에서 제시된 데이터 역시 다른 값들과 비교하여 지나치게 높은 피로 강도를 주고 있어서 배제되었다.

정적 강도에 대한 상연 응력의 비가 75%가 넘는 경우에

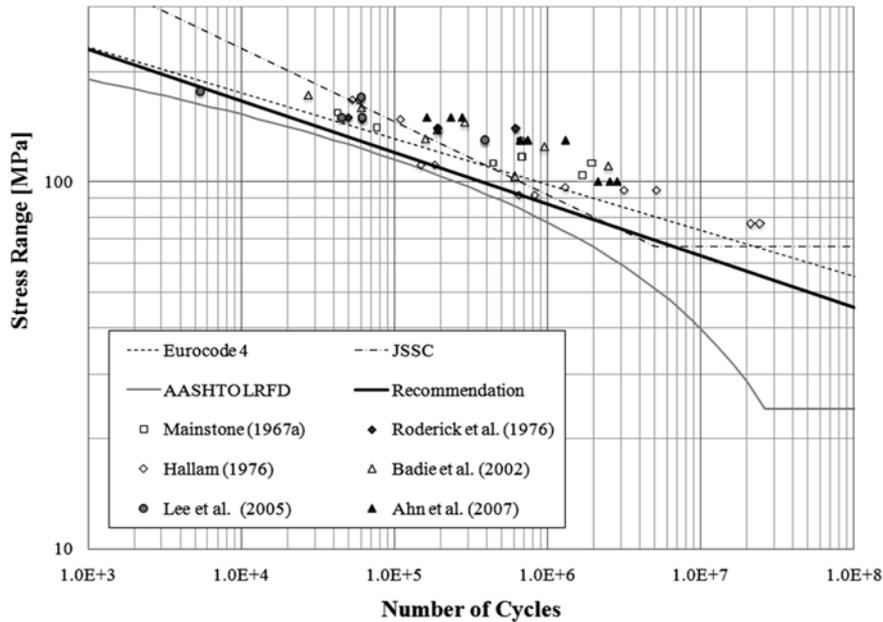


그림 5. 선별된 데이터와 그에 따른 피로 설계 제안식.

속한 데이터는 총 10개이며, 이는 상관계수가 24%에 그치는 회귀 결과를 주었다. 이러한 결과로 보건데 언급한 상연 응력비가 75% 이상인 경우에는 응력변동폭이 피로 거동에 미치는 영향보다, 정적강도감소의 영향이 더욱 현저한 것으로 평가된다. 상연 응력비가 50%~75%인 경우 설계식은 상관계수 88%로 회귀되었으며 기울기 6.44와 2백만회에서의 응력이 80.2 MPa로 계산되었다. 마찬가지로 상연 응력비가 50% 이하인 경우에 상관계수 74%에, 기울기 7.9, 2백만회 응력변동폭 78 MPa의 결과를 주었다. 이를 통해 보듯이 상연 응력비가 75% 이하인 경우에는 일반적인 피로 거동과 마찬가지로 응력변동폭이 피로 거동에 미치는 영향이 큰 것으로 평가되었다.

콘크리트 압축강도에 대한 변수 연구를 수행한 결과 압축강도가 일반적인 경우(30 MPa)보다 낮은 경우 전단연결재의 피로 강도가 낮게 평가되었다. 또한 전단연결재의 직경이 증가할수록 피로곡선의 기울기값(m)이 증가하는 것을 확인할 수 있었다. 마지막으로 스티드의 높이/직경 비율이 커질수록 기울기가 약간씩 감소하는 경향이 있지만 그다지 크게 영향을 받는다고 보기는 힘들었다. 이러한 변수 연구의 결과를 일반적인 것으로 받아들이기에는 아직까지 데이터의 개수가 충분하지 않기 때문에 향후 이러한 변수에 대하여 보다 깊은 연구가 필요한 것으로 생각된다.

수집된 여러 데이터 중에서 일반적으로 많이 사용되는 범주에 속하는 데이터만을 선별하여 설계식을 유도하였다. 이때 일반적인 범주는 다음과 같이 선별되었다.

- 정적 강도 대비 상연 응력 비율이 75% 미만
- 바닥판 콘크리트의 압축 강도가 28 MPa 이상
- 전단연결재의 직경이 12.5 mm 이상 25 mm 이하

위의 조건을 만족하는 실험 데이터는 총 46개(그림 5)였으며 이 데이터를 통한 선형 회귀 결과로부터 다음의 피로 설

계식(식 (9))이 제안되었다. 이때 상관계수는 77%로 비교적 적절한 것으로 생각된다. 제안식의 기울기는 7.144로 유로코드-4의 8과 일본 설계식의 5사이 에 있는 값으로 도출되었으며, 2백만회에서의 응력변동폭은 79 MPa로 계산되었다.

$$\text{피로설계제안식: } \log N = 13.866 - 7.144 \log S \quad (9)$$

5. 결 론

합성형 교량의 스티드 전단 연결재의 설계코드를 비교해 본 결과, 현재 한국에서 준용해서 사용하고 있는 미국 AASHTO LRFD(2007) 설계 기준은 정적 강도를 높게 평가하고 피로 강도를 낮게 평가하는 것으로 확인되었다. 이 설계식의 근거가 되는 연구(Slutter and Fisher, 1966)를 살펴본 결과, 데이터의 분석에 있어서 당시에는 강구조물의 피로 거동이 명확히 규명되기 전이기 때문에 실험 데이터를 응력변동폭과 하중 반복횟수의 로그값에 선형인 것으로 유도하였다. 강구조의 피로 거동은 응력변동폭과 재하횟수 각각의 로그값에 대하여 선형으로 도출될 수 있음이 밝혀진 연구(Fisher et al. 1970; Fisher et al. 1972)를 반영하여 원 데이터로부터 설계식을 유도하였다. 그러나 이렇게 유도된 설계식 역시 다른 것과 비교하여 상당히 보수적인 것으로 평가되었다. 이는 당시 연구에서 수행한 피로 실험이 1면 시험으로 수행되어 편심이 유발되었기 때문으로 보인다. 당시의 실험 세팅을 구조 해석한 결과 전단연결재에 인장력이 부가되어 피로 강도를 크게 약화시키는 결과를 낳은 것으로 확인되었다.

전 세계에 걸쳐 12개의 시험 프로그램에서 150개의 시험 데이터를 수집한 결과, 데이터가 크게 분산되어 있는 것을 확인하였다. 특히, 상연응력이 정적 강도의 75%를 상회하는 경우에는 응력변동폭보다 피로 하중에 따른 정적강도감소가

피로 거동에 더 지배적인 영향을 미치는 것으로 생각된다. 이렇게 넓게 분산된 데이터를 좁히기 위하여 실용적으로 가장 널리 사용되는 영역에 속하는 실험 데이터들만을 수집하여 선형 회귀한 후 설계곡선을 도출한 결과 현재의 AASHTO LRFD(2007) 설계기준을 상회하고 유로코드-4(2005)의 기준보다는 낮은 응력변동폭을 제시하는 설계곡선이 제안되었다.

기 호

- A_{sc} : 스티드 전단연결재 줄기의 단면적
 d : 스티드 전단연결재 줄기의 지름
 E_c : 콘크리트 탄성 계수
 N : 피로 하중 반복 횟수
 ΔP : 피로 하중 변동폭
 P_{Rd} : 부분계수를 고려한 전단연결재의 극한 설계 강도 (유로코드)
 f_{ck} : 콘크리트 공칭 압축 강도 (도로교 설계 기준, AASHTO LRFD)
 f_u : 전단연결재의 인장 강도
 S : 피로 응력 변동폭
 Q_n : 전단연결재의 극한 강도 (AASHTO LRFD)
 Q_r : 강도감소계수를 고려한 전단연결재의 설계 극한 강도 (AASHTO LRFD)
 V_u : 전단연결재의 극한 강도 (도로교 설계 기준)
 Z_r : 전단연결재의 허용 수평 전단력 범위 (AASHTO LRFD)
 γ_w : 전단연결재 강도의 부분 계수 1.25 (유로코드)
 ϕ_{sc} : 전단연결재 강도 감소 계수 0.85 (AASHTO LRFD)

감사의 글

이 논문은 2008년 정부(교육과학기술부)의 재원으로 한국학술진흥재단의 지원을 받아 수행된 연구임. [KRF-2008-357-D00261]

참고문헌

AASHTO (2007) AASHTO LRFD bridge design specifications, 4th edition. Washington, D. C.
 Ahn, J.-H., Kim, S.-H., and Jeong, Y.-J. (2007) Fatigue experiment of stud welded on steel plate for a new bridge deck system. *Steel and Composite Structures*, Vol. 7, No. 5, pp. 391-404.
 Badie, S.S., Tadros, M.K., Kakish, H.F., Splittgerber, D.L., and Baishya, M. C. (2002) Large shear studs for composite action in steel bridge girders. *Journal of Bridge Engineering ASCE*, Vol. 7, No. 3, pp. 195-203.
 BSI (2005) *BS5400 steel, concrete and composite bridges. Part 5:*

Code of practice for the design of composite bridges. London, England.
 BSI (1980) *BS5400 steel, concrete and composite bridges. Part 10: Code of practice for fatigue.* London, England.
 CEN (2005) *1993-1-9 Eurocode 3. Design of steel structures, Fatigue.*
 CEN (2005) *1994-2 Eurocode 4. Design of Composite Steel and Concrete Structures., General rules and rules for bridges.*
 Daniels, J.H., and Fisher, J.W. (1968) *Fatigue behavior of continuous composite beams.* 47th Annual Meeting of the Highway Research Board, National Research Council, Washington, D.C.
 Fisher, J.W., Albrecht, P.A., Yen, B.T., Klingerman, D.J., and McNamee, B. M. (1974). *Fatigue strength of steel beams with welded stiffeners and attachments.* NCHRP Report 147, Highway Research Board, Washington, D. C.
 Fisher, J.W., Frank, K.H., Hirt, M.A., and McNamee, B.M. (1970) *Effect of weldments on the fatigue strength of steel beams.* NCHRP Report 102, Highway Research Board, Washington, D. C.
 Hallam, M.W. (1976) *The behavior of stud shear connectors under repeated loading.* Research Report No. R281, School of Civil Engineering, The University of Sydney.
 Hanswille, G., Porsch, M., and Ustundag, C. (2007) Resistance of headed studs subjected to fatigue loading: Part I: Experimental study. *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 63, No. 4, pp. 475-484.
 Johnson, R.P. (2000) Resistance of stud shear connectors to fatigue. *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 56, No. 2, pp. 101-116.
 Japanese Society of Steel Construction (1995) *Fatigue design recommendations for steel structures.* Gihodo, Shuppan.
 Lee, P.-G., Shim, C.-S., and Chang, S.-P. (2005) Static and fatigue behavior of large stud shear connectors for steel-concrete composite bridges. *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 61, pp. 1270-1285.
 Mainstone, R.J., and Menzies, J.B. (1967) Shear connectors in steel-concrete composite beams for bridges. 1. Static and fatigue tests on push-out specimens. *Concrete*, Vol. 1, No. 9, pp. 291-302.
 Mainstone, R.J., and Menzies, J.B. (1967) Shear connectors in steel-concrete composite beams for bridges. Part 2 : Fatigue tests on beams. *Concrete*, Vol. 1, No. 9, pp. 351-358.
 Oehlers, D.J. (1990) Deterioration in strength of stud connectors in composite bridge beams. *Journal of Structural Engineering ASCE*, Vol. 116, No. 12, pp. 3417-3431.
 Roberts, T.M., and Dogan, O. (1998) Fatigue of welded stud shear connectors in steel-concrete-steel sandwich beams. *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 45, No. 3, pp. 301-320.
 Roderick, J.W., and Ansourian, P. (1976) *Repeated loading of composite beams.* Research Report No.R280, School of Civil Engineering, The University of Sydney.
 Slutter, R.G., and Fisher, J.W. (1966) *Fatigue strength of shear connectors.* Highway Research Record No.147, National Research Council, Washington, D. C.

© 논문접수일 : 09년 09월 22일
 © 심사의뢰일 : 09년 09월 22일
 © 심사완료일 : 09년 10월 01일