

합성형 교량에서 전단연결재에 대한 정적실험 및 강도식의 제안

이성태^{1*}

Static Test and Suggestion of Shear Strength Equation on Shear Studs in Composite Bridge

Seong-Tae Yi^{1*}

Abstract: In this study, to investigate the shear connection material for the composite of steel plate and bottom plate, design standards and research cases for shear connectors in various countries around the world were analyzed and shear tests were performed on the Push-out specimens with a shear connection, which transmits the horizontal shear force developed on the contact surface between the steel plate and the concrete slab due to various vertical loads acting on the bridge deck. Through Push-out tests of shear studs, of which FRP bar instead reinforcement is placed, the shear stud evaluation formula of the steel strap bottom plate was suggested. The suggested equation suggested in this study has the safety factor of approximately three times compared to allowable strength of highway bridge design criteria. In addition, compared to existing DIN standards and Viest assessment equation, the results showed similar values (approximately, 5% error).

Keywords: Shear stud, Strength equation, Composite bridge, Static test

1. 서 론

무철근 교량에는 바닥판에서의 철근이 배제됨으로 인해 전단연결재가 설계강도에 영향을 미친다는 철근의 다웰작용이 존재하지 않는다. 따라서 공칭강도와 거동의 특성에서 전단연결재를 갖는 일반적인 교량 바닥판과 차이가 있다. 그리고 섬유보강콘크리트(fiber reinforced concrete, FRC)의 보강효과로 인해 인장강도의 증진이 전단연결재 파괴강도에 미치는 영향을 고려할 필요가 있다. 이에 본 논문에서는 세계 각국의 전단연결재에 대한 설계기준과 연구사례를 분석하고, 밀어내기(Push-out) 시험체를 제작 및 정적실험을 수행하여 거동특성을 구명하고 전단연결재의 수평방향 전단강도 평가식을 제안하고자 한다.

밀어내기 시험에서는 Eurocode 4(1997)에 제시된 표준시험체를 이용하였으며 철근을 배제하고 FRP(fiber reinforced polymer) 철근을 배근하였다. 콘크리트는 설계기준강도 40 MPa 그리고 유리섬유(국내 D사의 DWGR)의 혼입률 0.55%로 제

작하여 실교량 조건에 근접하도록 시험체를 제작하였다. 시험체는 스티드(stud)의 직경을 변수로 하여, D19, D22와 D25의 경우, 각각 3개씩 총 9개의 밀어내기 시험체를 제작하여 실험을 수행하였다.

합성형 교량은 압축에 강한 콘크리트와 인장에 강한 강재의 장점을 결합하여, 압축을 받는 교량의 바닥판은 콘크리트로, 인장을 받는 교량의 거더는 강재로 만들어 이 둘을 구조적으로 일체화시키는 형태의 교량이다. 이때 콘크리트 바닥판과 강 주형사이의 미끄러짐을 방지하고 하나의 단면으로 거동하게 하기 위해 사용하는 것이 전단연결재이다. 이처럼 전단연결재의 주 역할은 바닥판 콘크리트와 강주형 사이에서 발생하는 수평방향 전단력을 전달하게 하여 두 개의 요소가 하나로 거동하도록 합성작용을 일으키는 것이다. 이러한 전단연결재로서는 여러 가지 형태가 사용되고 있지만 가장 널리 사용되고 있는 것이 스티드이다.

일반적으로 전단연결재를 둘러싸고 있는 콘크리트 재료의 강도와 탄성계수 등이 전단연결부의 강도에 영향을 미친다는 것이 기존 연구(Viest, 1956; KHBDC, 2010; DIN 2007)에서 밝혀졌다. 이와 같은 영향이 각국의 시방서에서 전단연결재의 강도를 구하는 식에 반영되어 있다고는 하지만 이러한 식들이 전단연결재를 설치한 무철근 바닥판 경우에도 적용이 될 것인지는 불분명하다. 이는 강도특성, 변형특성 등 기본적인 재료특성에서 차이를 보일 것이기 때문이다. 따라서 본 연

¹정회원, 인하공업전문대학 토목환경과 교수, 교신저자

*Corresponding author: yist@inhac.ac.kr

Department of Civil and Environmental Engineering, Inha Technical College, Incheon 22212, Korea

•본 논문에 대한 토의를 2018년 4월 1일까지 학회로 보내주시면 2018년 5월호에 토론결과를 게재하겠습니다.

구에서는 기존의 시방규정에 정해진 전단연결부의 강도식을 적용할 수 있는지 아니면 새로운 강도 예측식이 필요한지를 규명하고자 하였다. 이 연구에서 얻고자 하는 결과물을 간략하게 나타내면 다음과 같다.

- (1) 섬유보강 콘크리트로 둘러싸인 스테드 전단연결재의 직경별 하중-상대변위 곡선 도출
- (2) 하중-잔류슬립 곡선을 이용한 한계하중의 도출
- (3) 기존의 전단연결재 강도를 예측하는 실험식이나 시방서에 있는 예측식의 적용성 검토 및 무철근 바닥판의 특성을 고려한 새로운 실험식의 제안

2. 기존 설계기준의 분석

전단연결부의 설계에 사용되는 스테드의 내력은 밀어내기 시험에 의해 결정되며, 허용응력설계법에 있어서 스테드의 허용전단내력은 일반적으로 Viest(1956)가 제안한 한계하중(Q_{cr})을 3.0과 4.0사이의 안전율로 나눈 값과 거의 일치한다. Viest(1956)가 정의한 한계하중은 강재의 항복점에 상응하는 값으로서 밀어내기 시험에서 얻은 하중-잔류슬립 곡선에서 기울기가 급변하는 점의 하중으로 정의되고 있다. 그러나 일반적으로 하중-잔류슬립 곡선의 기울기가 급변하는 점은 명료하게 나타나지 않으며, Viest(1956)는 직경이 25.4 mm보다 작은 스테드에 대해서는 잔류슬립 곡선에서 구한 급변점의 하중 Q 를 한계하중으로 정의하고 직경 25.4 mm 이상의 스테드에 대해서는 0.075 mm 이상의 잔류슬립이 생기는 하중을 한계하중으로 정의하였다. 설계식은 식 (1)과 (2)로 나타낼 수 있다.

$$Q_{cr} = 27.58d^2 \sqrt{f'_c} : d < 25.4\text{mm} \quad (1)$$

$$Q_{cr} = 26.26d^2 \sqrt{f'_c} : d \geq 25.4\text{mm} \quad (2)$$

여기서, Q_{cr} 는 한계하중(N), d 는 스테드 직경(mm), f'_c 는 콘크리트 압축강도(MPa)이다. 이러한 방법으로 한계하중을 결정하기 위한 밀어내기 시험체의 제작 시, 콘크리트의 타설방향에 주의할 필요가 있다. 이는 콘크리트 타설방향의 영향이 스테드의 내하력에 미치는, 즉 콘크리트 지압력에 콘크리트 블리이딩이 미치는 영향이 크다는 사실을 알 수 있다. 식 (1)과 (2)에 나타난 Viest(1956)의 강도식은 당초 lb-in, 즉, 미국 단위계로 표현된 것을 SI 단위계로 변환한 것이다.

국내 도로교설계기준(KHBDC, 2010)에 채택된 스테드 전단연결재에 있어서 허용전단력의 산정식은 일본 건설성 토목

연구소의 실험결과에 기초하고 있는데, 이 실험을 수행한 Yamamoto and Nakamura(1962) 등은 한계하중으로 Viest(1956)가 정의한 잔류슬립 0.075mm에 대응하는 하중을 사용하지 않고, 실용상 사용에 견딜 수 있는 한계하중인 강재의 항복하중으로 정의하였다. 또한 Yamamoto and Nakamura(1962) 등은 실험체의 파괴는 $h/d \geq 6$ 의 경우는 스테드의 전단으로 인해 파괴가 발생하고, $h/d < 6$ 인 경우는 슬래브의 할렬에 의해 파괴가 일어나지만 $h/d \geq 6$ 의 경우에도 스테드의 전단파괴가 생기기 위해서는 콘크리트의 강도에 대한 다양한 제한조건이 필요하다고 하였다.

국내 도로교설계기준(KHBDC, 2010)에서는 허용전단력으로 H/d 값의 범위와 허용하중 산정식의 계수를 조정하여 식 (3)과 (4)로 규정하고 있다.

$$Q_a = 9.5d^2 \sqrt{f'_{ck}} : H/d \geq 5.5 \quad (3)$$

$$Q_a = 1.74dH\sqrt{f'_{ck}} : H/d < 5.5 \quad (4)$$

여기서, Q_a 는 전단연결재의 허용전단력(N)이며 d 는 스테드 직경(mm), H 는 스테드 전 높이로 150 mm가 표준이며 f'_{ck} 는 콘크리트 설계기준강도(MPa)이다.

식 (3)과 (4)에 의해 설계된 스테드는 일반적으로 항복에 대해 대략 3.0 이상의 안전율을 갖고 있다. 이와 같은 과정을 통해 결정된 도로교설계기준(KHBDC, 2010)에서의 스테드의 허용전단력은 결과적으로는 Viest(1956)가 제안한 한계하중을 안전율 3.0으로 나눈 값에 가깝다.

국내 도로교설계기준(KHBDC, 2010)에서 규정하고 있는 스테드 전단연결재의 내력 산정식을 평가하기 위하여 허용전단력을 전단연결재의 지름별로 콘크리트 강도에 대해 나타내면 Fig. 1과 같다. 이 그림으로부터 현 설계규정은 직경이 증가할수록, 콘크리트의 강도가 증가할수록 허용전단력이 증가하는 경향을 보여줌을 알 수 있다.

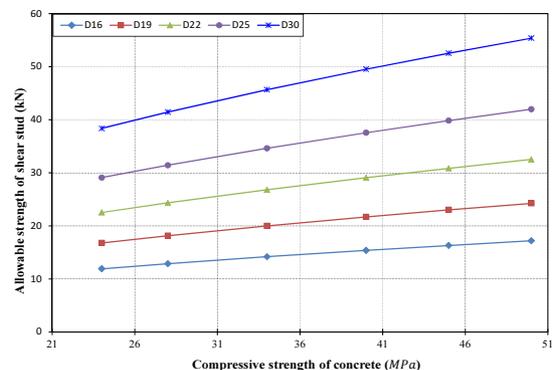


Fig. 1 Allowable shear strength of studs with design code

하중계수설계법 또는 한계상태설계법을 이미 채택하고 있는 독일의 DIN(2007)에서 규정하는 최대전단내력 Q_{du} 는 식 (5)와 같다.

$$Q_{du} = a \cdot 0.25d^2 \sqrt{\beta_{un}E_c} \leq \frac{0.7\pi d^2}{4} \beta_s \quad (5)$$

여기서, d 는 스테드 직경으로 23 mm 이하, β_{un} 은 콘크리트 재령 28일에서의 설계강도(N/mm²), E_c 는 콘크리트의 탄성계수(N/mm²), β_s 는 스테드의 항복응력(N/mm²), a 는 상수 ($h/d = 3.0$ 인 경우 1.85, $h/d \geq 4.2$ 인 경우 1.0, $3.0 < h/d < 4.2$ 인 경우는 직선 보간), h 는 스테드의 높이(mm)이다.

DIN의 경우, 콘크리트의 성질로 결정되는 스테드의 내력이 스테드의 항복으로 결정되는 값보다 크기 때문에, 스테드의 항복으로 극한내력이 결정되고, 사용 한계상태에서는 극한내력의 60% 값이 사용되었다. 각각의 설계기준에서 계산한 스테드 강도를 Table 1에 나타내었다.

한국도로공사와 대우건설기술연구원(2001)에서는 프리캐스트 합성형 교량의 바닥판에서 용접으로 접합된 스테드 전단연결재의 이러한 거동특성을 규명하고, 이 전단연결재의 극한강도를 구하기 위하여 이 전단연결부를 모델링하여 제작된 밀어내기 시험체에 대해 정적실험을 수행하였다. 이 연구에서는 압축강도 40 MPa 이상인 무수축모르터 사용시의 전단연결재의 정적강도식은 전단연결재의 지름의 함수로 식 (6)과 같이 설계에 이용 가능한 강도평가지식이 제시되었다. 이 식에서는 프리캐스트 바닥판 교량에서 무수축모르터 베딩층의 두께를 고려하고 있다.

$$Q_u = \alpha (0.362A_{sh} + 18.714) \quad (6)$$

여기서, $\alpha = 1 - 0.0086(b_k - 20)$ 으로 베딩층 두께의 영향을 고려한 강도저감계수이며 Q_u 는 프리캐스트 교량 바닥판에서 전단연결재의 강도(kN), A_{sh} 는 스테드 전단연결재의 단면적(mm²), b_k 는 베딩 무수축모르터 층의 두께(mm)이다.

Lee et al.(2003)은 25 mm 이상의 대직경 스테드 전단연결재에 대한 정적거동 실험을 수행하고 Eurocode 4 기준에 근거

Table 1 Strength comparison of stud with design code

Code	Ultimate shear strength(kN)		
	D19	D22	D25
DIN	69	93	120
Viest	71	95	123
KHBDC(allowable)	24	32	42

Stud: $H=150$ mm, $f_y=240$ MPa, Concrete: $f_{ck}=40$ MPa, $E_c=30,000$ MPa

하여 전단연결재 강도를 산정하였으며 기존의 설계식을 적용하여도 안전측의 결과를 보여줌을 확인하였다. Mattock et al.(1976)은 순수전단을 받는 실험체에 대하여 접합면의 수직철근비와 수직하중, 콘크리트 강도 등을 매개변수로 하여 전단강도식을 제안하였고, Menkulasi(2002)는 전단연결재의 단면과 연결재의 종류 등을 매개변수로 하여 다음 식 (7)과 같이 수평전단강도식을 제안하였다(Hyun et al., 2005).

$$V_{nh} = 0.34 + 0.65(A_{vh}f_y + P_n)/(b_v s) \quad (7)$$

여기서, V_{nh} 는 공칭 수평전단강도(MPa), A_{vh} 는 전단면용 가로지르는 전단철근의 단면적(mm²), f_y 는 전단철근의 항복강도, P_n 은 전단면에 수직인 압축력(N), b_v 는 접촉면의 폭(mm), s 는 접촉면의 길이(mm)를 나타낸다.

3. 전단연결재에 대한 정적실험

3.1 시험방법과 사용재료

전단연결부에 대한 실험적 연구는 합성보 실험과 밀어내기 실험으로 대별될 수 있다. 합성보 실험이 전단연결재에 작용하는 휨과 전단을 동시에 받는 전단연결재를 더 잘 반영할 수 있으나, 이 실험은 보의 전반적 거동에서 전단연결재 부위가 미치는 영향이 어느 정도인지 분류해 내기가 힘들고 제작이나 실험방법이 까다롭기 때문에, 일반적으로 전단력만을 모사한 밀어내기 시험이 더 많이 이루어지고 있다.

본 실험에서는 철근대신 FRP 철근을 사용했을 때 전단연결재의 직경별(19 mm, 22 mm, 25 mm) 하중-상대변위 곡선을 구하고자 하였다. 시험체의 명칭과 변수는 Table 2와 같으며 Eurocode 4(1997)에 제시된 바와 같이 각 시험체를 직경별로

Table 2 Designation and variable of specimen

Specimen ID	Dia. (mm)	f_{ck} (MPa)	Measured Ave. strength(MPa)	Stiffening member
ST19_1,2,3	19	40	50.8	
ST22_1,2,3	22	40	51.9	FRP bar
ST25_1,2,3	25	40	49.6	

Table 3 Concrete proportions for stud specimen

Speci.	Fiber content(%)	W/C (%)	Proportions by unit weight(kg/m ³)				
			W	C	S	G	Fiber
plane	0.00	38	169	444	717	1105	0.00
FRC	0.55	38	169	444	717	1105	15.29

3개씩 제작하였다. 콘크리트 배합비는 Table 3과 같고 설계기 준강도는 40 MPa, 실측한 강도의 평균값은 50.8 MPa로 측정 되었다.

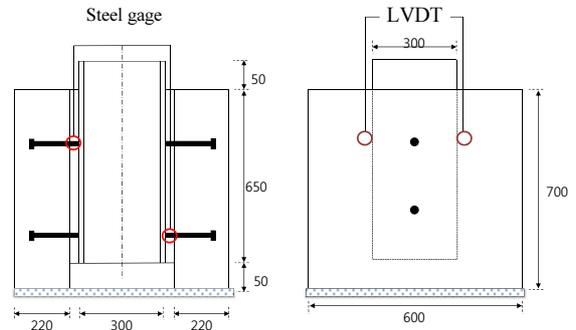
3.2 시험체의 제작

전단연결부의 실험을 위한 실험용 시편의 제작 시 실제 합 성형 교량에서의 전단연결재 거동과 유사하게 모사하기 위해 서는 시편의 제작에 상당한 주의를 기울여야 한다. 시편 제작 시, 주요 고려사항은 다음과 같다.

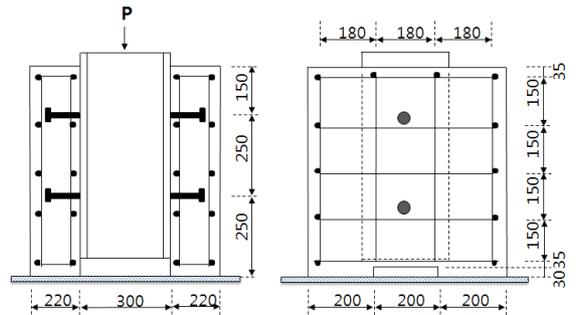
- (1) 실제 합성형 교량에서 전단연결재들의 하중 재분배를 고려하기 위하여 전단연결재를 2조로 배치한다.
- (2) 실물 크기의 실험을 하기 위하여 콘크리트 바닥판의 두께를 국내 도로교설계기준(KHBDC, 2010)의 바닥판 최소두께 규정인 220 mm로, 전단연결재의 직경은 실제 교량에서 사용하는 것을 대상으로 한다.
- (3) 콘크리트 슬래브의 폭을 넓게 하여 콘크리트의 splitting 파괴를 방지하고 실 교량에서처럼 dowel failure를 유도 한다.
- (4) 콘크리트의 타설방향이 전단연결부의 강도에 미치는 영향이 크므로 콘크리트의 타설방향을 실제 타설방향 과 일치하도록 한다.
- (5) 정확한 결과를 얻기 위해서 강주형과 콘크리트 사이에 미리 윤활제를 도포하여 이들 사이의 부착효과를 제거 한다.
- (6) 강주형의 변형을 막기 위해 강주형 상부플랜지의 두께 를 키우고 넓이를 넓게 한다.

Fig. 2에는 전단연결재의 거동을 파악하기 위한 밀어내기 시험체를 나타내었다. 이 시험체에서 콘크리트 슬래브의 크 기는 폭이 600 mm, 높이가 650 mm, 두께 220 mm로서, 이는 콘크리트 패널의 활렬파괴를 막고, 도로교시방서에서 규정한 바닥판 최소두께 규정을 고려하여 결정한 것이다. 경사균열 과 활렬균열을 방지하고 콘크리트 슬래브가 먼저 파괴되지 않게 하기 위해서 시험체 내부에 재하 방향과 수직한 면에 12 개, 하중재하 방향 면에 8개의 지름 9 mm의 FRP 철근을 배치 하고, 실제 교량에서의 타설방향과 동일하게 콘크리트를 타 설하였다.

시험체의 제작시에는 블리딩에 의하여 거동이 틀려지는 것 을 막기 위하여 실제 교량과 타설방향을 같이 맞추어 주었다. 따라서 본 연구에서는 실제 교량의 타설방향과 같도록 하기 위해서 H형강의 웨브를 길이방향으로 절단하고 후에 조립을 위해 웨브에 볼트용 구멍을 미리 뚫어두고, 절단된 H형강의 플랜지에 스테드를 용접하였다. 이렇게 해서 완성된 H형강의 플랜지가 상면을 향하도록 블록 위에 강제시편을 두어 실제



(a) measurement in Push-out specimen for plane deck plate stud



(b) bar arrangement drawing for Push-out test of deck plate stud (Eurocode 4)

Fig. 2 Push-out specimen



Fig. 3 Push-out specimen fabrication

교량의 콘크리트 타설방향과 같게 되도록 하였다. 그 다음 고 무대를 붙이고 거푸집을 만든 다음 강형의 플랜지에 윤활제 를 발랐다. 콘크리트 타설 후 한쪽 부분이 완성되면 강판과 볼

트 등을 이용하여 두 개의 반쪽 시편을 하나로 조립하여 시험체를 완성하였다. Fig. 3은 밀어내기 시험체를 제작하는 모습이다.

3.3 하중 재하 및 변위 측정법

합성형 교량에서 전단연결재가 받는 수평방향 전단력을 모사하기 위해 두 개의 콘크리트 부분을 강판 위에서 지지한 후 강 플랜지의 상단에서 하중을 가하였다. 이때 응력의 집중이나 하중의 편심 등을 막기 위해 바닥면에는 석고를 대고, 플랜지 단면에만 하중이 가해지도록 하였다. 하중 재하 방법은 하중제어상태에서 10 kN 단계마다 하중을 올린 후 다시 2 kN까지 내리는 방법으로 점차 증가시켰는데, 이는 각 하중단계에서 잔류 변위량을 측정하기 위한 것이다. 이후 상대변위가 급격히 늘어나는 단계에서는 작은 하중의 변화에서도 변위량을 기록하고, 실험시의 안전을 고려하여 변위제어 상태로 바꾼 다음 파괴시까지 서서히 재하하였다. Fig. 4는 정적실험을 수행하기 위해 시험체가 거치되어있는 모습이다.

전단연결부에서 스티드의 거동을 살펴보기 위해서 Fig. 5에서와 같이 스티드의 용접부 부근의 표면을 깨끗하게 처리



Fig. 4 Push-out static specimen setting



Fig. 5 Gauge attachment on Push-out specimen

하고 스티드게이지를 부착한 후 밀봉하였다.

하중의 증가에 따른 측정 결과를 이용하여 하중-슬립 곡선을 그렸으며 이를 위해서 하중 단계별로 강주형과 콘크리트 슬래브 접촉면에서의 상대변위량을 측정하였다. 하중은 하중 재하기에 부착된 로드셀에서의 측정치를 읽고, 상대변위는 콘크리트 단면과 강재 단면의 상대변위를 스티드가 있는 위치에서 4개의 50 mm LVDT 변위계를 이용하여 측정하고 그 평균치를 구하였다.

4. 실험결과 분석 및 강도식 제안

4.1 전단연결재의 정적실험 결과 및 분석

정적 실험결과, 파괴는 용접부 바로 위에 위치하는 전단연결재의 파단에 의해서 발생되었으며, 하중작용 방향과 거의 평행하게 전단파괴가 일어났다. 기존 전단연결재의 강도를 예측하기 위한 실험에서 규명된 파괴모드는 전단연결재의 다웰파괴, 스티드에 인접한 강 플랜지의 파괴, 콘크리트 슬래브의 전단, 콘크리트 슬래브의 할렬로 인한 파괴 등이 있으며, 본 실험에서는 주로 다웰작용에 의한 전단연결재의 전단파괴로 나타났다. 이는 실제 합성형 교량에서 전단연결 부위의 거동과 유사하게 하기 위하여 콘크리트 슬래브의 폭을 충분히 넓게 하고, 전단연결재의 주위에 횡방향 보강을 통해 콘크리트의 할렬파괴나 전단파괴를 억제하고, 플랜지의 두께나 폭을 크게 하여 강 플랜지의 파괴를 막았기 때문으로 판단된다. 기존 프리캐스트 합성형 바닥판의 파괴거동과 매우 유사한 결과가 도출되었으며, 무철근에 따른 영향은 미미한 것으로 나타났다. Fig. 6은 밀어내기 시험체의 파괴양상을 나타낸 것이다.

Fig. 7은 단계적으로 재하된 하중과 콘크리트 바닥판과 강주형 사이의 상대변위의 관계를 스티드 직경에 따라 나타낸 것이다. 여기서 상대변위는 상부 전단연결재의 위치에서 측정된 4개의 변위계 값을 평균한 값이다. 이 그림에서 알 수 있는 바와 같이 스티드 지름별로 차이는 있지만 파괴하중의 80

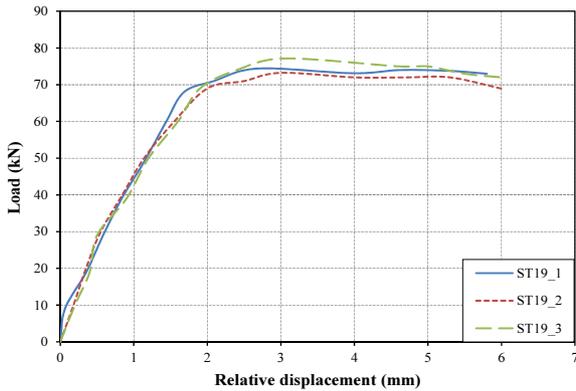


Fig. 6 Failure pattern of Push-out specimen

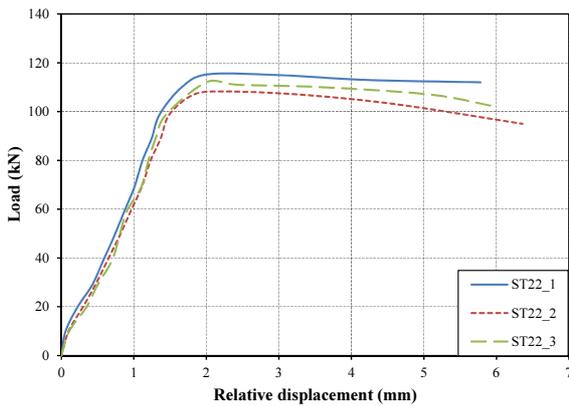
~90% 정도까지는 상대변위가 거의 선형적인 거동을 보이다가, 이후에는 다소 상대변위가 증가하였는데, 이는 기존의 전단연결재와 비슷한 거동을 보임을 알 수 있었다. 따라서 하중-상대변위 곡선을 통하여 무철근 바닥판 콘크리트에서 스티드 전단연결재의 거동을 평가할 수 있을 것으로 판단된다. 하중 재하시 발생한 콘크리트 바닥판과 강주형 사이의 상대변위는 하중을 제거하여도 모두 복원되지 않는다. 이를 잔류 미끄럼 집량으로 정의하는데 이는 낮은 하중단계에서 전단연결재는

탄성상태에 있지만 전단연결재 하단부에서 국부적인 응력집중이 일어나고 이로 인한 지압파괴가 일어나기 때문으로 판단된다. 높은 하중단계에서 일어나는 이러한 비탄성변형은 콘크리트의 소성변형뿐만 아니라 스티드 전단연결재의 항복도 함께 발생되기 때문인 것으로 판단된다.

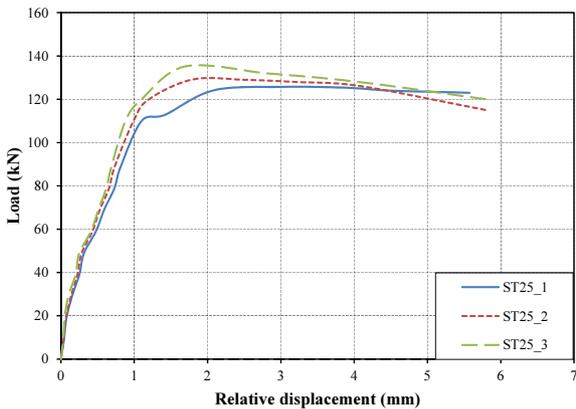
Fig. 7에서 알 수 있는 바와 같이 직경별 하중과 상대변위 곡선으로부터 수평 전단연결재의 극한하중을 알 수 있는데, Viest(1956)가 정의한 한계하중은 강재의 항복점에 상응하는 것으로서 밀어내기 시험에서 얻은 하중-잔류 상대변위 곡선의 기울기가 급변하는 점의 하중으로 정의하고 있으나 일반적으로 이와 같은 점은 명확하지 않다. 따라서 본 논문에서는



(a) stud diameter 19 mm

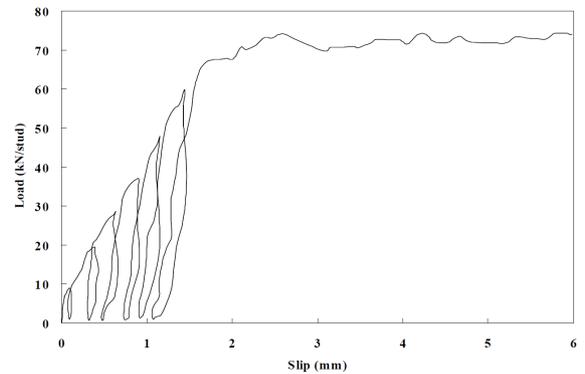


(b) stud diameter 22 mm

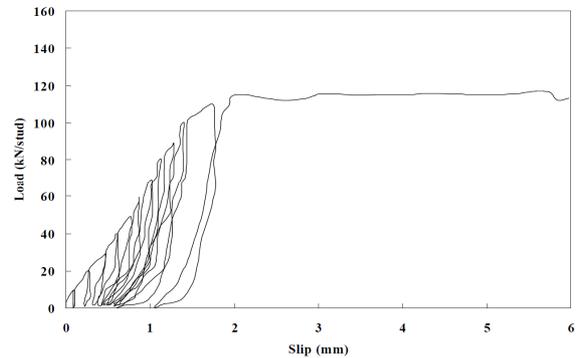


(c) stud diameter 25 mm

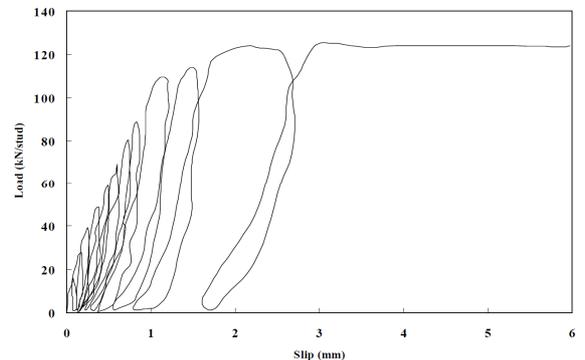
Fig. 7 Load-relative displacement curve with stud diameter



(a) stud diameter 19 mm(ST19_1)



(b) stud diameter 22 mm(ST22_1)



(c) stud diameter 25 mm(ST25_1)

Fig. 8 Load-residual slip curve with stud diameter

Table 4 Maximum load with stud diameter

Specimen No.	P_{max} (kN)	P_{rk} (kN)	Ave. P_{rk} (kN)	Ave. Diff. (%)	
ST19_1	74.41	66.97		0.70	
D19	ST19_2	73.24	65.92	67.44	2.26
	ST19_3	77.15	69.44		-2.96
ST22_1	115.26	103.73		-3.01	
D22	ST22_2	108.27	97.44	100.70	3.24
	ST22_3	112.15	100.94		-0.23
ST25_1	125.72	113.15		3.32	
D25	ST25_2	129.18	116.26	117.04	0.66
	ST25_3	135.23	121.71		-3.99

Eurocode 4(1997)에서 정의하고 있는 최대하중을 10% 감소시킨 값을 극한하중으로 규정하였다.

Fig. 8은 전단연결재의 지름별 하중-잔류 상대변위 곡선을 나타낸 것이며, 19 mm에서는 초기 잔류 상대변위가 급격하게 증가하였고 직경이 증가하면서 같은 하중 수준에서 잔류 상대변위가 작게 일어남을 알 수 있다.

Table 4에서 P_{max} 는 직경별 최대하중 값을 나타내는데 이를 10% 감소시켜 평균한 값을 P_{rk} 로 정의하였다. Eurocode 4(1997)에서는 극한하중이 평균값의 10%를 초과할 경우, 추가로 3개의 시험체에 대한 실험을 수행할 것을 권고하고 있으며, 전단연결재의 설계 강도값은 전단연결부의 부분 안전계수 1.25를 고려하여 25%를 감소시킨다.

4.2 전단연결재 강도식의 제안

일반적인 현장타설 합성형 교량의 바닥판에 대한 기존의 연구(Viest, 1956; KHBDC, 2010)로부터 전단연결재의 강도는 콘크리트 압축강도의 함수라 볼 수 있다. 이 논문의 저자는 이를 철근이 없는 바닥판 콘크리트에도 적용할 수 있는지의 검토가 필요하다고 판단하였다. 따라서 이 논문에서는 무철근 콘크리트 바닥판을 갖는 합성형 교량에서 용접방식의 스테드 전단연결재를 갖는 바닥판에 대한 정적실험을 수행했다. 현재까지도 무철근 섬유보강 콘크리트 바닥판의 특성을 고려한 용접방식 스테드 전단연결재의 강도 평가식에 관한 규정이 아직 제시되어 있지 않으므로 이 연구결과는 향후 스테드 전단연결재를 사용한 무철근 콘크리트 바닥판 합성교량 설계시 기초자료로서 사용될 수 있을 것으로 판단된다.

Fig. 9는 본 연구에서 수행된 전단실험으로부터 얻어진 스테드 전단연결재의 단면적에 따른 전단연결재의 강도변화를 나타낸 것으로서, 전단연결재의 단면적이 커질수록 파괴하중은 거의 선형적으로 증가함을 알 수 있다. 실험결과를 이용해 구한 제안식은 식 (8)과 같다.

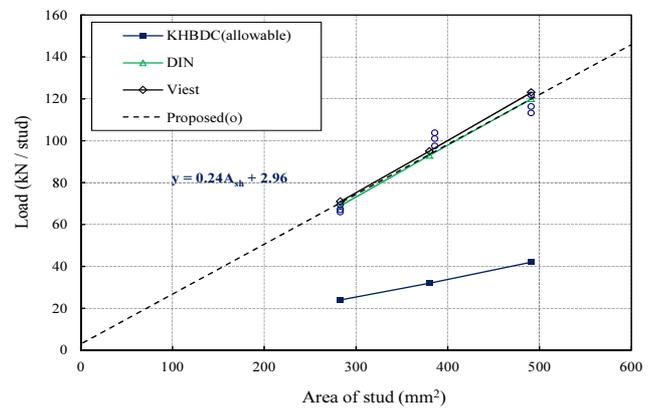


Fig. 9 Ultimate load with stud area

$$Q_u = 0.24A_{sh} + 2.96 \quad (8)$$

여기서, Q_u 는 스테드 전단연결재 1개당 극한강도(kN/stud)이고 A_{sh} 는 전단연결재의 단면적(mm²)이다.

밀어내기 시험체에 대한 정적실험에서 스테드는 주로 전단연결재의 전단파괴를 나타냈으며 하중-상대변위 곡선을 통하여 직경 19, 22 및 25 mm 스테드 전단연결재 모두가 파괴하중의 80~90% 정도의 하중까지는 상대변위가 작고 선형적인 거동을 보이다가, 이후에는 다소 상대변위가 커지고 비선형적인 거동을 보였다.

Fig. 9에는 DIN(2007)과 Viest(1956)의 설계식도 같이 나타나 있는데 이 식들도 전단연결재의 유·무에 관계없이 사용할 수 있는 것으로 판단되었다. 또한, 이 연구에서 섬유보강콘크리트와 FRP 철근의 영향을 고려한 무철근 바닥판 전단연결부의 재료적, 구조적 성능은 도로교설계기준(KHBDC, 2010)에 대비하여 약 3배 안전율을 확보하고 있고 기존의 연구결과와도 5% 정도의 오차로 비슷한 경향을 보여 주었다.

5. 결론

본 연구에서는 강주형과 바닥판의 합성을 위한 전단연결재의 연구를 위해 교량 바닥판에 작용하는 각종 수직하중으로 인해 강주형과 콘크리트 슬래브의 접촉면에 발달되는 수평방향의 전단력을 전달하는 전단연결재를 설치한 밀어내기 시험체에 대하여 전단실험을 수행하였다. 본 연구의 결론을 요약하면 다음과 같다.

- 1) 문헌연구를 통하여 전단연결부의 설계에 사용하는 스테드의 내력에 대한 기존의 설계기준을 정리·분석하였다.
- 2) Viest가 정의한 한계하중은 강재의 항복점에 상응하는 것으로 밀어내기 시험에서 얻은 하중-잔류 상대변위 곡선

의 기울기가 급변하는 점의 하중으로 정의하고 있으나 일반적으로 이와 같은 점은 명확하지 않다. 따라서 본 논문에서는 Eurocode 4에서 정의하고 있는 최대하중을 10% 감소시킨 값을 극한하중으로 규정하였다.

- 3) 철근 대신 FRP 철근이 배치된 현장타설 합성형 교량 바닥판의 전단연결재에 대한 밀어내기 시험을 통하여 전단연결재 강도의 평가식을 제안하였다. 본 연구에서의 제안식은 도로교설계기준의 전단연결재 허용강도 대비 약 3배의 안전율을 가지고 있으며, 기존의 DIN 기준과 Viest 평가식과 비교하면 5%정도의 오차로 유사한 결과를 보여주었다.

감사의 글

이 논문은 2017년도 인하공업전문대학 교내연구비지원에 의하여 연구되었음.

References

DIN 18800-5 (2007), Steel Structures - Part 5: Composite Structures of Steel and Concrete - Design and Construction.
Eurocode 4 (1997), Design of Composite Steel and Concrete Structures

Part 2: Composite Bridges(ENV 1994-2).
Hyun, B. H., Chung, C. H., Shim, C. S., and Ma, H. W. (2005), Design of Horizontal Shear Strength of the Shear Connectors Between Precast Decks and PSC Girders, *Journal of the Korean Society of Civil Engineers*, 25(2A), 327-335 (in Korean).
Korea Expressway Corporation, DAEWOO Institute of Construction Technology (2001), A Study on the Development of New-type Composite Box-Girder Bridge, Research Report, No. 01-30 (in Korean).
Korean Highway Bridge Design Code (2010) Section 2.1, Load, pp.6-9 (in Korean).
Lee, P. G., Shim, C. S., and Yoon, T. Y. (2003), Static Behavior of Large Stud Shear Connectors, *Korean Society of Steel Construction*, 15(6), 611-620 (in Korean).
Mattock, A. H., Li, W. K., and Wang, T. C. (1976), Shear Transfer in Lightweight Reinforced Concrete, *PCI Journal*, 21(1), 20-39.
Menkulasi, F. (2002), Horizontal Shear Connectors for Precast Prestressed Bridge Deck Panels, Virginia Polytechnic Institute and State University.
Viest, I. M. (1956), Investigation of Stud Shear Connectors for Composite and Steel T-beam, *Journal of ACI*, 27(8), 875-891.
Yamamoto, M., and Nakamura, G. (1962), The Study on Shear Connectors, The Public Works Research Institute, Construction Ministry Japan, Vol. 5, Research Paper 9.

Received : 10/11/2017

Revised : 10/20/2017

Accepted : 11/13/2017

요 지 : 본 연구에서는 강주형과 바닥판의 합성에 사용되는 전단연결재에 대한 연구를 위해 세계 각국에서 사용되는 설계기준과 연구사례를 분석하고 교량 바닥판에 작용하는 각종 수직하중으로 인해 강주형과 콘크리트 슬래브의 접촉면에 발생하는 수평방향의 전단력을 전달하는 이 연결재를 설치한 밀어내기 시험체에 대하여 전단실험을 수행하였으며, 이 시험을 통하여 철근 대신 FRP 철근이 배치된 Steel strap 바닥판의 전단연결재 평가식을 제안하였다. 본 연구에서의 제안식은 도로교설계기준의 전단연결재 허용강도 대비 약 3배의 안전율을 가지고 있으며, 기존의 DIN 기준과 Viest 평가식과 비교하면 5%정도의 오차로 유사한 결과를 보여주었다.

핵심용어 : 전단연결재, 강도식, 합성교량, 정적실험
