Push-out 실험을 통한 신형상 전단연결재의 전단내력평가 The Shear Strength Evaluation of the New Shear Connector by Push-out Test

김성배* · 황보찬** · 이태규** · 조한솔** · 김상섭***

Kim, Sung Bae*, Hwangbo, Chan**, Lee, Tae Gyu**, Cho, Han Sol**, Kim, Sang Seup***

Abstract

In a composite beam, a Shear connector is installed to resist the horizontal shear on the interface between steel beams and reinforced concrete slabs. The steel-wire-integrated deck plate slab is commonly used on the wide section beam. Then vertical bars are installed on the upper wire of the ends of the steel truss girder to ensure safety during construction. This paper develops a new shape shear connector which can replace the shear connector and vertical bar in a steel wire-integrated deck plate and evaluates shear strength by Push-out Test. 40 specimens were tested. Plate thickness and strength of concrete are parameters in Push-out Test. From the Push-out Test, the new shear connector showed a higher shear capacity and ductility than a stud connector, and functioned as a vertical bar and shear connector.

Key words : Composite Beam, Shear Connector, Steel-wire-integrated Deck Plate

요 지

합성보에서 전단연결재는 강재보와 철근콘크리트 슬래브 경계면에서 작용하는 수평전단력에 저항하기 위해 설치된다. 일반적으로 강재보에는 철선일체형 데크플레이트가 주로 사용되는데 시공 중 데크플레이트의 안전을 확보하기 위해 철근트러스 거더가 끝나는 양단부의 상부철선에 직봉을 설치한다. 본 연구는 철선일체형 데크플레이트의 전단연결재와 직봉의 기능을 대체할 수 있는 신형상 전단연결재를 개발하고 Push-out 실험을 통해 전단내력을 평가하였다. 실험체는 전단연결재의 판두께와 콘크리트의 강도를 실험변수로 하여 40개의 실험체를 제작하였다. Push-out 실험결과, 신형상 전단연결재는 스티드커넥터 이상의 내력과 연성을 확보하고 있는 것으로 나타났다. 직봉과 전단연결재를 겸용할 수 있는 것으로 판단된다.

핵심용어 : 합성보, 전단연결재, 철선일체형 데크플레이트

1. 서 론

오늘날의 강구조 건축물에는 강재보와 철근콘크리트 슬래브가 일체로 작용하도록 된 합성보가 많이 쓰인다(Park, 1983). 합성보에는 강재보와 철근콘크리트 슬래브 사이에서 작용하는 수평전단력에 저항하기 위해 전단연결재를 설치하며, 전단연결재의 종류는 일반적으로 사용되는 스티드커넥터 외에 철근, 형강 등이 다양하게 사용되고 있다(Sun, 1981; Han, 1987).

전단연결재가 설치된 합성보는 콘크리트 슬래브 부분을 보의 단면 일부로 활용하여 사용할 수 있을 뿐만 아니라, 바닥 슬래브의 단부조건을 결정함으로써 구조물 전체의 강성 및 내력이 증가되는 장점이 있다(Mullet, 1988).

일반적으로 강재보에는 데크플레이트 슬래브를 적용하고 있으며, 그 중 철선일체형 데크플레이트는 철근트러스 거더가 끝나는 양단부에 직봉이 설치된다. 직봉은 데크플레이트가 강풍과 돌풍에 날아가지 않게 하기 위한 것으로, 미끄러짐으로 인한 탈락 및 낙하방지 등 시공 중 안전성을 확보하기 위해

*정회원. (주)더나은구조엔지니어링 소장(E-mail: withksb@hanmail.net)
Member. Manager, The Naeun Structural Engineering

**정회원. 한국기술교육대학교 건축공학부 석사과정

Member. Master Course, Department of Architectural Engineering, Korea University of Technology and Education

***교신저자. 정회원. 한국기술교육대학교 건축공학부 교수(Tel: +82-41-560-1330, Fax: +82-41-560-1224, E-mail: kimss@kut.ac.kr)
Corresponding Author. Member. Professor, Department of Architectural Engineering, Korea University of Technology and Education

Fig. 1. Details of Steel-wire-integrated Deck Plate.

설치한다(Kim, 2011).

현재 개발되어 적용중인 철선일체형 데크플레이트는 Fig. 1과 같이 상부 및 하부 이형철선과 래티스 철선을 사용하여 입체형 삼각 트러스 형태로 제작한 후 아연도금 강판 위에 전기저항 용접에 의해 일체화시킨 공장 자동생산 제품이다. 철선일체형 데크플레이트는 기존의 Half PC 공법의 장점을 최대한 유지하면서 슬래브 시공시 필요한 가설지주 등의 거푸집 공사비를 절감하고 현장시공을 최소화하여 시공성을 향상시킨 시스템으로 평가받고 있다(Lee, 2007).

철선일체형 데크플레이트는 대부분 보 길이방향에 직각으로 철근트러스 거더의 상·하부 주근이 설치되며, 강재보 상부 플랜지에는 직봉설치 후 전단연결재를 별도로 시공한다.

따라서 신형상 전단연결재가 직봉의 기능과 합성보의 수평 전단력에 저항하는 전단내력을 동시에 수행하여 시공성이 상당히 개선될 수 있을 것으로 판단된다.

본 연구에서는 신형상 전단연결재에 대해 강판두께, 콘크리트 압축강도를 실험변수로 하여 BC CP 117, Part 1에 제시된 방법에 따라 40개의 실험체를 제작하였으며, Push-out 실험을 통하여 Kim(2011)이 제안한 전단내력식에 대한 검증과 역학적 거동을 규명하고자 한다.

2. 실험계획

2.1 실험체 계획

신형상 전단연결재는 Fig. 2(a)와 같이 상부수직받침판은 중앙부를 절개하여 좌우 반대방향으로 벌려 V자 형을 이루게 하여 트러스 거더의 상부철선과 용접이 용이하도록 하며, 직봉의 기능을 수행할 수 있도록 제작되었다. 또한 신형상 전단연결재는 Fig. 2(b)와 같이 강재보의 플랜지와 60° 정도 경사지게 설치하여 아연도강판과 중첩되지 않게 하였으며, 강재보의 플랜지와 전단연결재의 하부에 용접을 통하여 전단연결재의 기능을 수행할 수 있도록 제작하였다.

Fig. 2. Details of Steel-wire-integrated Deck Plate and Shear Connector.

Fig. 3. Shape of Test Specimens.

본 연구의 신형상 전단연결재의 전단내력을 평가하기 위하여 실험체의 형상을 BC CP 117, Part 1 등을 참고하여 Fig. 3과 같이 Push-out 실험체를 제작하였다.

H형강은 250×250×9×14(SS400)이고, 양측면의 콘크리트 슬래브는 500×500×150(폭×길이×두께)이다. 콘크리트 타설은 실험체 제작 등을 고려하여 세워져 한 번에 수행되었다.

본 연구는 기존의 스티드커넥터(Ø16)와 신형상 전단연결재(PL-6, 9, 12)의 전단내력을 비교하기 위하여 콘크리트 압축강도가 전단내력에 미치는 영향을 평가하기 위해 콘크리트의 강도를 21, 24, 27, 30(MPa)로 변화시켜 총 40개의 실험체를 제작하였다. Table 1은 실험체 일람 및 실험체명에 대한 기호 및 형태를 나타낸 것이다.

2.2 실험 계획

Push-out 실험은 최대용량이 2000 kN인 만능시험기를 이용하여 Fig. 4와 같이 설치한 후 단조가력 하였다. 가력속도는 1 mm/min이고, 변위제어로 가력하였다. 변위는 H형강 웹에 변위계를 설치하여 측정하였고, 콘크리트의 탈락 및 벌어진 점을 측정하기 위해 콘크리트면의 좌우에도 동일하게 변위계를 설치하였다.

Table 1. Test Specimens

Specimens			Shear connector			Concrete compressive strength (MPa)
Specimens name		Unit	Type	Shape	Unit	
S16 Series	P-C21-S16	1	Stud connector $\phi 16$		4	21
	P-C24-S16	1			4	24
	P-C27-S16	1			4	27
	P-C30-S16	1			4	30
PL6 Series	P-C21-PL6	3	PL-6 (SS400)		4	21
	P-C24-PL6	3			4	24
	P-C27-PL6	3			4	27
	P-C30-PL6	3			4	30
PL9 Series	P-C21-PL9	3	PL-9 (SS400)		4	21
	P-C24-PL9	3			4	24
	P-C27-PL9	3			4	27
	P-C30-PL9	3			4	30
PL12 Series	P-C21-PL12	3	PL-12 (SS400)		4	21
	P-C24-PL12	3			4	24
	P-C27-PL12	3			4	27
	P-C30-PL12	3			4	30

P-C□-PL□-□

Specimens number

Shape of shear connector (S=Stud, PL=New shape, thickness=6, 9, 12 mm)

Concrete compressive strength (21,24,27,30 MPa)

P: Push-out Test

Fig. 4. Specimens Setting.

3. 실험결과

3.1 소재 실험

실험체 제작에 사용된 콘크리트의 배합비는 Table 2와 같다. KS F 2405 콘크리트 압축강도 시험방법에 의해 직경 100 mm, 높이 200 mm의 실린더형 공시체를 본 실험체와 동일한 조건하에서 양생한 후 UTM으로 압축시험하였다.

강재에 대한 인장시험은 KS B 0802에 의하여 철근 및 강재에 대한 항복강도와 인장강도, 연신율 등을 측정하였으며, 실험결과는 Table 3과 같다.

3.2 하중-변위 곡선

Fig. 6는 기존의 스티드커넥터를 사용하여 콘크리트의 강도

Table 2. Concrete Mix Proportioning

Design compressive strength (MPa)	W/C (%)	S/a (%)	Material quantity of demand (kg/m ³)					Average compressive strength (MPa)
			W	C	S	G	AD	
21	56.2	48.8	174	310	866	926	1.55	23.9
24	48.0	47.5	165	344	860	968	1.72	25.0
27	45.0	47.5	163	362	854	962	1.81	29.8
30	43.1	46.9	169	392	825	952	1.91	33.6

Table 3. Mechanical Properties of Steel

Division	Thickness (mm)	Yield strength (MPa)	Tensile strength (MPa)	Yield ratio (%)	Elongation percentage (%)
Stud	$\phi 16$	381.2	510.6	74.66	24.83
Shear connector	6	318.0	459.3	69.24	25.74
	9	350.1	404.6	86.53	27.65
	12	317.5	431.2	73.63	27.65
Steel beam	14	276.4	430.2	64.25	41.40
	9	302.8	436.1	69.43	36.12

(a) Stud connector (b) New shear connector

Fig. 5. Failure Mode.

에 따른 하중-변위 곡선을 나타낸 것이다. Fig. 7은 신형상 전단연결재의 두께가 6 mm, Fig. 8은 9 mm, Fig. 9는 12 mm를 사용한 실험체의 콘크리트의 강도에 따른 하중-변위 곡선을 나타낸 것이다.

Fig. 7-9은 3개 Push-out 실험체의 실험값 중 중간값을 나타낸 실험체를 선택하여 하중-변위 곡선을 그래프로 나타낸 것이다.

하중-변위 곡선에서 실험종료는 실험체의 파괴가 심각하여 실험진행이 어렵거나, 최대하중의 70% 이하로 내력이 저하될 때까지 가력하였다.

Fig. 6. S16 Series.

Fig. 7. PL-6 Series.

Fig. 8. PL-9 Series.

Fig. 9. PL-12 Series.

Table 4. Push-out Test Results

Specimens name	P_y (kN)	P_u (kN)	$\frac{P_u}{P_y}$	K (kN/mm)	μ	Specimens name	P_y (kN)	P_u (kN)	$\frac{P_u}{P_y}$	K (kN/mm)	μ
P-C21-S16	288.16	359.64	2.68	112.793	7.87	P-C24-PL9-2	302.94	459.35	1.52	103.288	3.96
P-C24-S16	310.42	411.97	1.86	139.304	5.13	P-C24-PL9-3	332.12	432.61	1.32	153.150	5.23
P-C27-S16	394.50	562.83	1.43	174.387	5.07	P-C27-PL9-1	301.60	496.06	1.57	107.913	3.83
P-C30-S16	364.78	517.97	1.42	165.641	5.21	P-C27-PL9-2	300.40	447.94	1.49	93.590	4.27
P-C21-PL6-1	251.88	340.94	1.42	84.038	4.34	P-C27-PL9-3	287.00	453.15	1.58	106.984	3.93
P-C21-PL6-2	222.97	345.08	1.48	60.379	4.01	P-C30-PL9-1	315.87	438.20	1.39	136.605	3.80
P-C21-PL6-3	222.36	332.00	1.49	75.558	2.88	P-C30-PL9-2	340.55	516.66	1.52	172.010	5.92
P-C24-PL6-1	246.69	361.64	1.47	77.012	3.98	P-C30-PL9-3	343.71	479.98	1.30	198.225	3.65
P-C24-PL6-2	245.49	342.78	1.47	162.791	3.90	P-C21-PL12-1	395.49	462.52	1.17	88.785	1.94
P-C24-PL6-3	237.59	374.42	1.56	80.781	3.51	P-C21-PL12-2	300.15	441.73	1.47	104.116	4.07
P-C27-PL6-1	245.24	337.83	1.66	92.155	5.82	P-C21-PL12-3	328.55	469.36	1.43	98.863	4.28
P-C27-PL6-2	236.24	388.00	1.65	82.609	4.40	P-C24-PL12-1	387.40	528.14	1.36	102.654	2.92
P-C27-PL6-3	234.16	369.60	1.90	155.093	6.13	P-C24-PL12-2	394.20	499.49	1.27	85.423	2.31
P-C30-PL6-1	216.27	391.37	1.75	195.907	6.91	P-C24-PL12-3	373.75	500.09	1.34	110.467	3.05
P-C30-PL6-2	260.01	375.50	1.45	109.369	4.67	P-C27-PL12-1	434.00	591.86	1.36	170.697	2.82
P-C30-PL6-3	272.09	386.55	1.42	104.544	4.20	P-C27-PL12-2	489.98	583.98	1.19	146.994	2.37
P-C21-PL9-1	276.65	441.73	1.60	117.109	4.97	P-C27-PL12-3	485.04	610.85	1.26	145.951	2.63
P-C21-PL9-2	293.65	414.19	1.31	100.833	3.82	P-C30-PL12-1	452.88	581.63	1.28	182.430	2.85
P-C21-PL9-3	299.66	397.55	1.45	125.928	4.96	P-C30-PL12-2	425.30	581.18	1.37	201.363	3.87
P-C24-PL9-1	321.97	482.40	1.50	102.598	3.21	P-C30-PL12-3	454.74	630.55	1.39	163.412	4.00

P_y : Yield load, P_u : Maximum load, P_u/P_y : Strength ratio, K : Stiffness, μ : Ductility ($=\frac{\delta_u}{\delta_y}$)

3.3 파괴양상 및 최대하중

Fig. 5는 Push-out 실험체의 대표적인 최종파괴양상을 나타낸 것이다. 스티드커넥터의 경우 전단연결재를 중심으로 H형강 플랜지와 맞닿은 콘크리트 면에 X자형 균열이 발생하였으며, 강판을 사용한 신형상 전단연결재에 비해 다소 균열이 심하지 않은 것으로 나타났다.

강판을 사용한 전단연결재의 경우 스티드커넥터와 마찬가지로 전단연결재를 중심으로 X자형 균열이 발생하였으며, 웨브방향으로 콘크리트면에 수직균열을 동반하면서 H형강과 콘크리트의 이격현상이 나타났다.

Table 4와 같이 Push-out 실험결과 콘크리트 압축강도가 14%, 29%, 43% 증가함에 따라 최대내력 또한 15%, 56%, 44% 증가하였다. 실험결과에서 항복하중은 초기강성과 최대하중의 선을 교차시켜 만나는 점을 항복변위로 산정하였고, 이 항복변위와 실험곡선이 만나는 점의 하중을 항복하중으로 정의하였다. Table 4는 실험결과를 바탕으로 항복하중, 최대하중, 내력비, 강성, 연성 등을 정리한 것이다.

4. 고찰 및 분석

4.1 실험결과 비교

4.1.1 내력

Fig. 10은 콘크리트 강도에 따른 Push-out 실험체의 최대하중

Fig. 10. Maximum Concrete Strength.

Fig. 11. Comparison with Push-out Test Results by J.W. Fisher (Kim, 1988).

Fig. 12. Maximum Load Per Cross Sectional Area.

중을 나타낸 것이다. 콘크리트의 강도가 증가할수록 Push-out 실험체의 최대하중도 증가하는 경향으로 나타났다.

또한 Fig. 10과 같이 판두께가 증가할수록 신형상 전단연결재의 전단내력도 증가하는 것으로 나타났으나, Fig. 11의 여러 종류의 직경을 사용한 스티드커넥터의 Push-out 실험결과와 같이 신형상 전단연결재에서도 Fig. 12와 같이 판두께의 단면적 당 최대하중은 감소하는 것으로 나타났다.

4.1.2 강성 및 연성

Fig. 13은 전단연결재 두께별 콘크리트 압축강도에 대한 초기강성을 나타내고 있다. 초기강성은 항복하중을 항복변위로 나누어 구하였다. 탄성범위 내의 낮은 하중 상태에서의 Push-out 실험결과와 실험조건과 경계면의 마찰 수준 등에 의해 많은 영향을 받기 때문에 변동성을 크게 가지게 된다.

(a) Effect of concrete compressive strength

(b) Effect of new shear connector thickness

Fig. 13. Comparison of Initial Stiffness.

스티드커넥터 및 신형상 전단연결재의 Push-out 실험체의 초기강성(평균값)은 21 MPa은 99.5 kN/mm, 24 MPa은 116.3 kN/mm, 27 MPa은 135.4 kN/mm, 30 MPa은 163.4 kN/mm로 콘크리트 압축강도가 증가함에 따라 초기강성이 증가하는 것으로 나타났다.

또한, 신형상 전단연결재 실험체의 Push-out 실험체도 초기강성(평균값)은 PL-6은 106.7 kN/mm, PL-9는 126.5 kN/mm, PL-12는 133.4 kN/mm로 증가하였으며, 초기강성은 전단연결재 판두께의 영향이 지배적인 것으로 판단된다.

Push-out 실험체의 연성은 스티드커넥터인 S16은 5.82, PL-6은 4.56, PL-9는 4.30, PL-12는 3.09로 단면적이 증가할수록 연성이 줄어드는 것으로 나타났다.

4.2 전단연결재의 전단내력 평가방법

4.2.1 스티드를 사용한 전단연결재의 전단내력 평가

완전합성보에서 전단연결재는 하중재하 시 콘크리트 슬래브와 강재보 사이에 발생하는 수평전단력에 저항하며, 접합면에서 미끄럼(slip)을 방지한다. 이때의 전단연결재는 다양한 형태가 존재하며, 역학적 거동이 복잡하기 때문에 전단연결재의 전단내력식은 실험적인 평가를 통하여 제안되고 있다.

Ollgaard(1971)은 실험을 통하여 전단연결재의 극한강도에 영향을 미치는 주요변수를 규정하고 실험결과와 통계적 분석을 통하여 콘크리트 슬래브가 할렬파괴와 같은 인장파괴를 일으키지 않는 Push-out 실험으로부터 스티드커넥터의 평균강도를 계산하는 경험식을 유도하였으며, 이 식은 AASHTO 및 KBC 2009 설계규정의 근거가 되었다.

스티드커넥터의 전단내력식은 KBC 2009에 다음 Eq. (1)과 같이 산정한다.

$$Q_n = 0.5A_{sc}\sqrt{f_{ck}E_c} \leq R_g R_p A_{sc} F_u \quad (1)$$

여기서, A_{sc} : 스티드커넥터의 단면적(mm²), E_c : 콘크리트의 탄성계수($=8,500\sqrt{f_{ck}+8}$), R_g , R_p : 감소계수, F_u : 스티드커넥터의 인장강도

4.2.2 신형상 전단연결재의 전단내력 평가

본 연구에서와 같이 강판을 이용한 신형상 전단연결재의 경우, Eq. (1)에 대하여 형상감소계수를 두어 실험결과에 따라 비선형 회귀분석을 수행하여 다음 Eq. (2)와 같이 제안하였다 (Kim, 2011).

$$Q_n = \alpha[0.5A_{sc}\sqrt{f_{ck}E_c}] \leq A_s F_u \quad (2)$$

여기서, α 는 형상감소계수를 의미하며, 형상감소계수 α 는 각 Eqs. (3) and (4)와 같이 제안되었다.

$$\alpha_1 = 2.155t^{-0.554} \quad (3)$$

$$\alpha_2 = 1.91 \frac{1}{\sqrt{t}} \quad (4)$$

여기서, t : 신형상 전단연결재의 판두께

Eq. (3)의 형상감소계수는 실험을 통하여 강판을 사용한 전단연결재의 최대하중을 Eq. (1)으로 나누어 비선형 회귀분석을 통해 산출된 값이다. 여기서, 전단연결재의 판두께가 4 mm 이하인 경우는 공칭강도가 $A_s F_u$ 값을 초과하기 때문에 α_1 을 1.0으로 산정하였다. 그리고 판두께가 15 mm를 초과하는 경우에는 상부 수직 받침판을 V자형으로 가공 시 중앙 절개 부분이 파단 되는 현상이 나타나 강판을 사용한 신형상 전단연결재의 판두께는 15 mm 이하로 한정하였다. 이렇게 산출된 α_1 은 Eq. (3)과 같이 지수함수로 복잡하게 표현되고 있다.

따라서, Eq. (3)의 형상감소계수를 간략화하여 Eq. (4)와 같이 제안하였다. Eq. (3)의 α_1 에서 $t^{-0.554}$ 을 간략화 하기 위해 $t^{0.5}$ 으로 변환한 후 강판의 판두께(4~15 mm)를 각각의 식에 대입하여 산출된 값의 비를 구한 후 그 평균값을 2.155과 곱하

Fig. 14. Shear Capacity Regression Analysis by Shear Connector Thickness (Kim, 2011).

여 Eq. (4)를 유도하였다.

Fig. 14는 α_1 과 α_2 에 대하여 판두께에 따라 신형상 전단연결재의 전단내력을 비선형 회귀분석을 통하여 Push-out 실험결과와 함께 나타낸 것이다(Kim, 2011).

또한 Push-out 실험결과에 의한 스티드커넥터의 전단내력도 Fig. 11과 같이 스티드커넥터의 직경에 따른 단면적이 증가할수록 전단내력이 저하하는 것으로 나타났다.

본 연구에서는 추가적인 Push-out 실험을 통하여 앞에서 서술한 비선형 회귀분석에 의한 형상감소계수 α_1 및 α_2 의 적합성에 대하여 분석하였다.

4.3 전단내력 평가

Table 5는 Push-out 실험결과를 바탕으로 최대하중 및 전단연결재 1개당 전단내력을 산정하여 Eqs. (1) and (3), (4)와 비교분석하였다.

스티드커넥터를 사용한 실험체의 경우 최대전단강도는 Eq. (1)을 적용한 공칭전단강도(Q_n)보다 평균 1.29로 크게 나타났으며, KBC 2009의 설계값을 상회하는 안전측으로 나타내고 있다.

강판을 사용한 신형상 전단연결재의 경우 Eq. (1)에 의한 스티드커넥터의 공칭전단내력에 대하여 PL-6은 0.88, PL-9는 0.78, PL-12는 0.67로 나타내고 있다.

따라서 이러한 강도저하의 효과를 고려한 형상감소계수 적용을 위하여 기존연구에서 제안된 형상감소계수 α_1 와 α_2 의 적용성을 분석한 것이다.

형상감소계수 α_1 의 경우 이를 적용한 공칭전단강도보다 Push-out 실험결과가 높게 나타났으며, 평균 1.122, 변동계수 0.067을 나타내었다.

형상감소계수 α_2 의 경우 이를 적용한 공칭전단강도보다 Push-out 실험결과가 높게 나타났으며, 평균 1.126, 변동계수 0.062를 나타내었다.

Fig. 15는 Push-out 실험체의 전단내력과 형상감소계수 α_2 을

Table 5. Shear Capacity Evaluation by Push-out Test Result

Specimens		Test results		KBC 2009				Proposed Formular			
		$P_{\max}$ (kN)	$Q_{\max}^{1)}$ (kN)	$Q_n^{2)}$ (kN)	$Q_n^{3)}$ (kN)	$\frac{Q_{\max}}{Q_n^{2)}$	$\frac{Q_{\max}}{Q_n^{4)}$	$\alpha_1 Q_n^{2)}$	$\alpha_2 Q_n^{2)}$	$\frac{Q_{\max}}{\alpha_1 Q_n^{2)}$	$\frac{Q_{\max}}{\alpha_2 Q_n^{2)}$
S16 Series	P-C21-S16	359.64	89.91	80.65	102.61	1.11	1.11	-	-	-	-
	P-C24-S16	411.97	102.99	82.96	102.61	1.24	1.24	-	-	-	-
	P-C27-S16	562.83	140.71	92.64	102.61	1.52	1.52	-	-	-	-
	P-C30-S16	517.97	129.49	99.96	102.61	1.30	1.30	-	-	-	-
PL-6 Series	P-C21-PL6-1	340.94	85.24	96.32	110.23	0.88	0.88	76.93	75.13	1.108	1.134
	P-C21-PL6-2	345.08	86.27	96.32	110.23	0.90	0.90	76.93	75.13	1.121	1.148
	P-C21-PL6-3	332.00	83.00	96.32	110.23	0.86	0.86	76.93	75.13	1.079	1.105
	P-C24-PL6-1	361.64	90.41	99.07	110.23	0.91	0.91	79.12	77.28	1.143	1.170
	P-C24-PL6-2	342.78	85.70	99.07	110.23	0.86	0.86	79.12	77.28	1.083	1.109
	P-C24-PL6-3	374.42	93.60	99.07	110.23	0.94	0.94	79.12	77.28	1.183	1.211
	P-C27-PL6-1	377.83	94.46	110.64	110.23	0.85	0.86	88.36	86.30	1.069	1.095
	P-C27-PL6-2	388.00	97.00	110.64	110.23	0.88	0.88	88.36	86.30	1.098	1.124
	P-C27-PL6-3	369.60	92.40	110.64	110.23	0.84	0.84	88.36	86.30	1.046	1.071
	P-C30-PL6-1	391.37	97.84	119.37	110.23	0.82	0.89	95.34	93.11	1.026	1.051
	P-C30-PL6-2	375.50	93.87	119.37	110.23	0.79	0.85	95.34	93.11	0.985	1.008
	P-C30-PL6-3	386.55	96.64	119.37	110.23	0.81	0.88	95.34	93.11	1.014	1.038
PL-9 Series	P-C21-PL9-1	441.73	110.43	144.48	145.66	0.76	0.76	92.17	92.03	1.198	1.200
	P-C21-PL9-2	414.19	103.55	144.48	145.66	0.72	0.72	92.17	92.03	1.123	1.125
	P-C21-PL9-3	397.55	99.39	144.48	145.66	0.69	0.69	92.17	92.03	1.078	1.080
	P-C24-PL9-1	482.40	120.60	148.61	145.66	0.81	0.83	94.81	94.66	1.272	1.274
	P-C24-PL9-2	459.35	114.84	148.61	145.66	0.77	0.79	94.81	94.66	1.211	1.213
	P-C24-PL9-3	432.61	108.15	148.61	145.66	0.73	0.74	94.81	94.66	1.141	1.143
	P-C27-PL9-1	496.06	124.01	165.96	145.66	0.75	0.85	105.88	105.72	1.171	1.173
	P-C27-PL9-2	447.94	111.98	165.96	145.66	0.67	0.77	105.88	105.72	1.058	1.059
	P-C27-PL9-3	453.15	113.29	165.96	145.66	0.68	0.78	105.88	105.72	1.070	1.072
	P-C30-PL9-1	438.20	109.55	179.06	145.66	0.61	0.75	114.23	114.06	0.959	0.960
	P-C30-PL9-2	516.66	129.16	179.06	145.66	0.72	0.89	114.23	114.06	1.131	1.132
	P-C30-PL9-3	479.98	120.00	179.06	145.66	0.67	0.82	114.23	114.06	1.050	1.052
PL-12 Series	P-C21-PL12-1	462.52	115.63	192.64	206.98	0.60	0.60	104.79	106.15	1.103	1.089
	P-C21-PL12-2	441.73	110.43	192.64	206.98	0.57	0.57	104.79	106.15	1.054	1.040
	P-C21-PL12-3	469.36	117.34	192.64	206.98	0.61	0.61	104.79	106.15	1.120	1.105
	P-C24-PL12-1	528.147	132.04	198.14	206.98	0.67	0.67	107.78	109.18	1.225	1.209
	P-C24-PL12-2	499.49	124.87	198.14	206.98	0.63	0.63	107.78	109.18	1.159	1.144
	P-C24-PL12-3	500.09	125.02	198.14	206.98	0.63	0.63	107.78	109.18	1.160	1.145
	P-C27-PL12-1	591.86	147.97	221.28	206.98	0.67	0.71	120.37	121.93	1.229	1.214
	P-C27-PL12-2	583.98	146.00	221.28	206.98	0.66	0.71	120.37	121.93	1.213	1.197
	P-C27-PL12-3	610.85	152.71	221.28	206.98	0.69	0.74	120.37	121.93	1.269	1.253
	P-C30-PL12-1	581.63	145.41	238.75	206.98	0.61	0.70	129.87	131.55	1.120	1.105
	P-C30-PL12-2	581.18	145.29	238.75	206.98	0.61	0.70	129.87	131.55	1.119	1.104
	P-C30-PL12-3	630.55	157.64	238.75	206.98	0.66	0.76	129.87	131.55	1.214	1.198
Average						0.79	0.83	100.81	100.59	1.122	1.126
Coefficient of Variation						0	0.23	0.152	0.165	0.067	0.062

1) Maximum shear strength per shear connector

2) Shear strength of stud connector were computed by Eq. (1) $Q_n = 0.5A_{sc}\sqrt{f_{ck}E_c}$ 3) Maximum shear strength of stud connector were computed by $Q_n = R_g R_{fr} A_{sc} F_u$ which is limit value of Eq. (1)

4) Nominal shear strength of stud connector were calculated as the minimum value of 2) and 3)

Fig. 15. Reduction Ratio of Shear Capacity by Shear Connector Thickness.

적용한 Eq. (4)와 비교한 것이다. Push-out 실험체의 실험결과가 형상감소계수 α_2 를 적용한 Eq. (4)보다 높게 나타났다.

따라서 형상감소계수 α_1 및 α_2 는 강판을 사용한 신형상 전단연결재의 전단강도를 안전측으로 평가하고 있으며, 비교적 계산이 용이한 α_2 를 사용하는 것이 편리할 것으로 판단된다.

5. 결 론

본 연구는 강판을 사용한 신형상 전단연결재의 전단강도에 대하여 평가하고, 형상감소계수를 적용한 공칭전단강도에 대하여 비교·분석한 결과 다음과 같은 결론을 얻었다.

- 1) 신형상 전단연결재가 스티드커넥터와 비교하여 충분한 전단강도를 갖는 것으로 나타났다. 따라서 강판을 사용한 신형상 전단연결재는 직봉의 기능을 포함하는 전단연결재로 사용할 수 있을 것으로 판단된다.
- 2) 강판을 사용한 신형상 전단연결재의 판두께가 전단강도에 미치는 영향을 평가한 결과, 판두께가 증가할수록 전단강도가 증가하는 것으로 나타났으며, 판두께에 따른 단면적 당 전단강도는 Fig 14와 같이 감소하는 것으로 나타났다.
- 3) 콘크리트의 강도가 강판을 사용한 신형상 전단연결재의 전단내력에 미치는 영향을 평가한 결과, 전단내력과 콘크리트의 강도는 비례적인 관계가 있는 것으로 나타났다.
- 4) 강판을 사용한 신형상 전단연결재의 전단내력은 기존 스티드커넥터의 전단내력을 구하는 식에 강판의 두께에 따른 형상감소계수(α_2)를 적용한 Eq. (2)로 평가할 수 있는 것으로 판단된다.

감사의 글

이 논문은 한국기술교육대학교 교육연구진흥비 지원 프로그램의 일부 지원에 의하여 수행되었음.

References

- Architectural Institute of Korea (2009) KBC 2009.
- Korean Industrial Standard (2007) KS B Headed Stud.
- Park, S.C., Kim, P.J., and Kim, K.S. (1983) *Proceedings of the Architectural Institute of Korea*, An Experimental Study on the Strength of Stud Connectors, Vol. 27, No. 113, pp. 55-59.
- Kim, S.S., Park, D.S., and Boo, Y.S. (2011) *Journal of Korea Society of Steel Construction*, Development and Performance Evaluation of the Shear Connector of Composite Beam with Vertical Bars, Vol. 23, No. 6, pp. 725-736.
- Sun, B.T. and Song, H.S. (1981) *Proceedings of the Architectural Institute of Korea*, A Study on Shear connector of composite beam using deformed bars, Vol. 25, No. 101, pp. 47-51.
- Kim, S.B., Park, D.S., and Kim, S.S. (2011) *Proceedings of the Architectural Institute of Korea*, A Study on the Development of New-shaped Shear Connector with Vertical Bars of Deck plate, Vol. 27, No. 8, pp. 47-54.
- Han, S.Y., Chung, H.S., and Kim, D.T. (1987) *Proceedings of the Architectural Institute of Korea*, An Experimental Study on Strength of Shear Connectors using Deformed Bars in Composite Beams, Vol. 7, No. 1, pp. 445-448.
- Kim, S.B., Park, D.S., and Seo, D.G. (2011) *Proceedings of the Architectural Institute of Korea*, A Study on the Ways to Use Vertical Bars of Deck Plate as Shear Connectors, Vol. 27, No. 4, pp. 87-96.
- Yang, I.S. (2011) *Proceedings of the Architectural Institute of Korea*, Strength of Composite Beam using Shear Connectors Installed in Driving Pin under Vertical Loading, Vol. 27, No. 9, pp. 85-92.
- Lee, S.K. and Lee, Y.J. (2007) *Proceedings of the Architectural Institute of Korea*, An Evaluation of Structural Safety for Steel Wire-Integrated Deck Plate System, Vol. 23, No. 11, pp. 43-50.
- Lee, P.G., Shim, C.S., and Yun, T.Y. (2003) *Journal of Korea Society of Steel Construction*, Static Behavior of Large Stud Shear Connectors, Vol. 15, No. 6, pp. 611-620.
- Chung, C.H., Lee, H.S., and Park, J.M. (2004) *Journal of Korean Society of Civil Engineers*, A New Perfobond Shear Connector for Composite Action, Vol. 24, No. 3A, pp. 525-532.
- Lee, K.C. and Yoon, K.Y. (2009) *Journal of Korean Society of Hazard Mitigation*, Assessment and Recommendation of Fatigue Design Codes for Stud Shear Connectors in Composite Bridge, Vol. 9, No. 5, pp. 15-21.
- Ahn, N.S. and Lee, Y.H. (2012) *Journal of Korean Society of Hazard Mitigation*, A Study on Strength of Shear Stud in High Strength Concrete, Vol. 12, No. 2, pp. 1-7.
- Han, J.H., Kim, S.D., Kim, S.M., and Ju, Y.K. (2011) *Journal of Korean Society of Hazard Mitigation*, Evaluation of Shear Behaviour of Void Slabs with Deck, Vol. 11, No. 4, pp. 1-7.
- Oehlers, D.J. and Coughlan, C.G. (1986) *Journal of Constructional Steel Research*, The shear stiffness of stud shear connections in composite beams, Vol. 6, No. 4, pp. 273-284.
- Oguejiofor, E.C. and Hosain, M.U. (1992) *Canadian Journal of Civil Engineering Behaviour of perfobond rib shear connectors*

in composite beams: full-size tests, Vol. 19, No. 2, pp. 224-235.

Ollgaard, J.G., Slutter, R.G., and Fisher, J.W. (1971) Engineering Journal, Shear Strength of Stud Connectors in Lightweight and Normal-Weight Concrete, pp. 55-64.

Kim, K.S. and Kim, S.S. (1988) Experimental Study on the Shear Strength of Stud Connector and Behaviors of Composite Beams, No. 389, pp. 79-87.

Soty, R. and Shima, H. (2013) Engineering Structures, Formula-

tion for shear force-relative displacement relationship of L-shape shear connector in steel-concrete composite structures, Vol. 46, pp. 581-592.

<i>Received</i>	■	October 10, 2013
<i>Revised</i>	■	October 11, 2013
<i>Accepted</i>	■	December 11, 2013