

80 MPa급 콘크리트를 활용한 이중합성 거더의 수평접합면 구조거동에 관한 실험적 연구

양인욱*, 임 열¹, 하태열¹
¹(주)삼현피에프 기술연구소

Experimental Study on Structural Behavior of Interfaces of Double Composite Girder Using the 80 MPa Concrete.

In-Wook Yang^{*}, Eol Lim¹, Tae-Yul Ha¹

¹Technical Institute, SAMHYUN P.F Co., Ltd

요약 80 MPa급 고강도 콘크리트가 강거더의 압축 플랜지로 대체하는 이중합성 거더의 경우, 플랜지와 케이싱 및 케이싱과 바닥판 2개의 접합부 계면이 형성되는데 각 계면의 수평 전단 저항능력은 구조물의 안전성에 있어 중요한 요소이다. 본 연구는 계면 상세를 달리한 6개의 실험체를 도로교설계기준(한계상태설계법)에 따라 설계 및 제작하여 이중합성 보의 휨 파괴 대비 수평 전단에 대한 구조 성능 실험을 수행하였다. 실험체의 주요변수로 스티드 전단연결재의 저항계수, 바닥판 콘크리트 및 철근의 재료저항계수, 콘크리트 인장강도에 따른 부착계수, 케이싱 콘크리트의 표면 상태 그리고 수평전단철근의 간격을 고려하였다. 실험 결과, 강재 상부 플랜지와 고강도 케이싱의 계면이 고강도 케이싱과 바닥판 계면 보다 결합성이 큰 것으로 나타났다. 그리고 고강도 케이싱과 바닥판 계면에서는 케이싱 표면에 요철 또는 거칠기를 주는 것 보다 보수적으로 수평 전단철근을 배근하는 것이 소성영역까지 합성 거동을 유지하는 것으로 나타났다.

Abstract The horizontal shear capacity when the flange of a steel girder is replaced with 80 MPa concrete is important for its structural safety. In this study, 6 specimens with different interface conditions were designed and fabricated based on the Limit State Design Code on Korean Highway Bridges and static tests were performed to measure the horizontal shear capacity. Not only the resistance factors of the stud shear connector, concrete and reinforcement, but also the surface conditions of the casing concrete and spacing of the horizontal shear reinforcements were used as the experimental variables. The experiments showed that the interfaces between the steel girder and the concrete flange have stronger joint performance than those between the concrete flange and deck slab. To ensure the composite action in the plastic zone, the conservative horizontal shear reinforcement is more important than the roughness in the concrete face.

Keywords : Composite action, Concrete flange, Horizontal shear, Interface condition, Static test

1. 서론

최근 국내에는 구조물의 대형화 및 경량화 등 요구 성능이 높아짐에 따라 압축강도가 150MPa 이상인 초고성능 콘크리트(Ultra High Performance Concrete, UHPC) 사용 빈도가 점차 증가하고 있다[1]. UHPC는 기존의 콘

크리트 재료에 비해 압축·인장강도 등 역학적 성질이 우수하며, 고내구성의 성질을 가지고 있어 구조물에 필요한 성능을 향상시킬 수 있는 장점이 많으나, 재료의 제조 비용이 기존의 콘크리트에 비해 매우 높고, 현장 품질 및 배합 관리 등이 어려워 보편화되지 못하고 있다[2]. 이러한 UHPC의 단점을 보완하기 위해 SUPER

본 논문은 2013년도 국토교통부의 건설기술연구사업(13-건설연구A02) 연구비 지원에 의해 수행되었음.

*Corresponding Author : In-Wook Yang(SAMHYUN P.F)

Tel: +82-2-2140-8362 email: iwyang75@hanmail.net

Received January 29, 2016

Revised (1st March 21, 2016, 2nd March 28, 2016)

Accepted April 7, 2016

Published April 30, 2016

(Sustainable Ultra performing, Pioneering, Economic, Remarkable) Concrete의 재료 개발과 상용 기술 개발을 목표로 연구가 진행되고 있는데 구체적으로는, 압축강도 80~180 MPa까지 넓은 범위의 성능 맞춤형 재료 개발로 다양한 요구 성능을 부합하고, 기존의 동일 강도 콘크리트보다 20~50%로 제조비용을 절감하며, 현장타설(압축강도 120 MPa이하) 및 공장제작 등 다양한 환경에 대응할 수 있는 제조기술을 확보하여 콘크리트 기술 경쟁력을 강화하는 것을 목표로 하고 있다[3].

SUPER Concrete(이하 'SC') 재료의 개발과 동시에 상용화 기술 개발을 목적으로 기존의 중경간(40~60m) 교량을 대체할 수 있는 SC활용 이중합성 거더(이하 'SC 이중합성 거더')가 연구 개발 중이다. 일반적으로 PSC 거더교에서 고강도 콘크리트의 적용은 교량의 장경간화 및 저형고화를 가능하게 한다[4]. 그러나 바닥판을 콘크리트로 활용하는 강합성거더에서는 바닥판의 사용성 측면 때문에 고강도 콘크리트의 적용이 쉽지 않다. 이 경우 고강도 콘크리트를 활하중만 지지하는 바닥판으로 활용하는 것보다 더 큰 하중을 지지할 수 있도록 SC 이중합성 거더 처럼 초기 하중단계부터 거더의 압축플랜지로 활용하는 것이 효율적이다. 고강도 콘크리트를 플랜지로 활용하는 예시를 아래의 그림(Fig. 1)에 나타내었다.

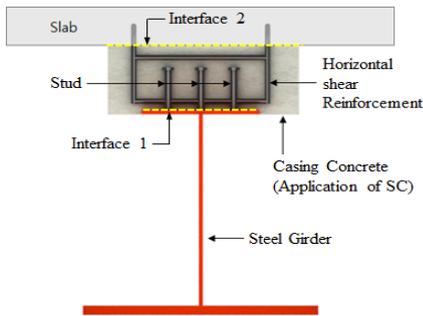


Fig. 1. Illustration of SC Double Composite Girder

SC 이중합성거더는 Fig.1과 같이 강제거더와 고강도 콘크리트인 케이싱 콘크리트 접합부에 1차 계면이 생성되며, 추후 케이싱 콘크리트와 바닥판 콘크리트 접합부에 2차 계면이 생성되는 이중 합성 구조를 가지고 있다. 실교량에서 SC 이중합성 거더가 보유한 극한 내력까지 휨 성능을 발휘하기 위해서는 수평 접합부 계면(이하 '수평접합면')에서의 수평전단파괴가 발생하지 않는 등 일체거동의 확보가 필요하며, 교량 공용시 교량의 갑작

스런 붕괴를 방지하기 위해 강재와 케이싱 콘크리트 수평접합면이 케이싱 콘크리트와 바닥판 콘크리트 수평접합면보다 먼저 파괴되는 것은 바람직하지 않다. 또한, 수평접합면은 접합면 상세에 따라 구조적 성능 및 그에 따른 파괴 양상도 달라지므로 SC 이중합성 거더에서 수평접합면의 성능 검증이 필요하다.

합성부재의 수평전단 성능에 대한 선행 연구를 살펴보면, PC빔 합성보의 경우 콘크리트 강도, 수평접합면의 표면상태, 전단철근의 보강 양과 상세 등의 구조변수에 대한 수평전단성능 및 합성보의 일체 거동에 대한 평가 연구가 활발히 진행되었다[5~7]. 이에 반해 강재와 콘크리트가 합성된 강합성보의 경우 전단연결재 종류, 형상 및 직경에 따른 Push-Out 실험 연구[8]는 활발하게 이루어졌지만, 합성보에 대한 수평전단 연구[9]는 많지 않은 실정이다. 뿐만 아니라 이미 수행된 수평전단에 대한 연구도 단일 합성부재에 대한 수평전단 성능에 대한 것으로서 이중 합성부재에 대한 전단 성능에 대한 연구는 미비한 실정이다. S.J. Duan & J.W. Wang 등이 이중합성보에 대하여 휨 성능 및 수평전단 성능에 대한 연구[10]를 수행하였으나 이는 강제보의 상부플랜지와 하부플랜지에 각각 콘크리트가 합성된 형식으로 본 연구에서 수행하고자 하는 강제보의 상부플랜지 위에 콘크리트가 이중 합성된 형식과는 다르다.

이 연구에서는 실무에서 적용할 수 있는 다양한 수평전단면에 대한 접합상세를 제시하고, 도로교설계기준(한계상태설계법)[11]에 따라 실험체를 설계하였다. 제작된 실험체에 대하여 성능실험을 수행하고 이를 통하여 합성보의 구조적 거동을 평가하고, 이중 수평접합부에 필요한 고려사항과 적합한 상세를 제시하고자 한다.

2. 실험체 설계 및 제작

2.1 현행 설계 기준

현행 도로교설계기준(한계상태설계법)[11]에 의한 수평전단 설계 기준식은 다음과 같다.

강과 콘크리트 합성부재의 스티트 전단연결재 설계에 있어서는 최대 정모멘트의 단면과 양측으로 인접한 모멘트가 0이 되는 구간 또는 내부지점부의 중심에서 양쪽으로 인접한 모멘트가 0인 지점 구간에서의 전단연결재의 개수(n)는 다음 식보다 많아야 한다고 규정하고 있다.

$$n = \frac{V_h}{Q_r} \quad (1)$$

여기서, Q_r 은 전단연결재의 설계강도이며, V_h 는 공칭수평전단력이다.

최대 정모멘트 지점과 양측으로 인접한 모멘트가 0이 되는 구간에서의 총공칭전단력 V_h 는 식 (2)와 식 (3) 중에서 작은 값으로 정의한다.

$$V_h = 0.85 f_{ck} b t_s \quad (2)$$

$$V_h = F_{yw} D t_w + F_{yt} b_t t_t + F_{yc} b_f t_f \quad (3)$$

여기서, f_{ck} 는 콘크리트 28일 압축강도, b 는 바닥판 유효 폭, t_s 는 바닥판 두께, F_{yw} 는 복부판 항복강도, D 는 복부판 높이, t_w 는 복부판 두께, F_{yt} 는 인장플랜지 항복강도, b_t 는 인장플랜지 폭, t_t 는 인장플랜지 두께, F_{yc} 는 압축플랜지 항복강도, b_f 는 압축플랜지 폭, t_f 는 압축플랜지 두께를 의미한다.

콘크리트 바닥판 내에 매립된 스티드 전단연결재 한 개에 대한 공칭전단강도(Q_n)와 설계강도(Q_r)는 각각 식 (4)와 식 (5)와 같이 정의한다.

$$Q_n = 0.5 \times A_{sc} \sqrt{f_{ck} E_c} \leq A_{sc} F_u \quad (4)$$

$$Q_r = \phi_{sc} Q_n \quad (5)$$

여기서 A_{sc} 는 스티드 전단연결재의 단면적, f_{ck} 는 콘크리트 28일 압축강도, E_c 는 콘크리트의 탄성계수, F_u 는 스티드 전단연결재의 최소인장강도, ϕ_{sc} 는 전단연결재의 저항계수를 의미하며, 전단연결재의 항복강도는 235 MPa 이상, 인장강도는 400 MPa 이상이 되도록 규정하고 있다.

콘크리트의 탄성계수(E_c)는 규암을 골재로 사용한 보통 콘크리트의 경우 근사값으로 식 (6)과 같이 평가할 수 있도록 규정하고 있다.

$$E_c = 0.077 m_c^{1.5} \sqrt{f_{cm}} \quad (MPa) \quad (6)$$

여기서, m_c 는 콘크리트의 단위 질량(kg/m³)을 f_{cm} 은 콘크리트 평균압축강도를 나타내며 충분한 통계 자료가 없을 경우 식 (7)과 같이 사용하도록 하고 있다.

$$f_{cm} = f_{ck} + \Delta f \quad (7)$$

여기서, Δf 는 기준압축강도 40 MPa미만의 콘크리트에 대해서는 4 MPa, 기준압축강도 60 MPa이상에 대해서는 6 MPa, 기준압축강도 40 MPa이상, 60 MPa이하의 콘크리트에 대해서는 두 값에 대한 직선보간으로 결정하도록 하고 있다.

서로 다른 시기에 타설한 콘크리트 사이 시공 이음 계면에 대한 전단 설계는 식 (8)과 같이 계면의 계수하중에 의한 전단응력(v_u)이 계면의 설계전단강도(v_d)보다 작도록 정의한다.

$$v_u \leq v_d \quad (8)$$

계면에 작용하는 전단응력(v_u)은 식 (9), 계면의 설계전단강도(v_d)는 식 (10)과 같이 산정하도록 정의하고 있다.

$$v_u = \frac{\beta V_u}{z b} \quad (9)$$

$$v_d = \phi_d \mu_1 f_{ck} + \mu_2 f_n + \phi_s \rho f_y (\mu_2 \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0.5 \phi_d f_{ck} \quad (10)$$

여기서, β 는 나중에 타설한 콘크리트에 작용하는 종방향 휨 압축력과 총 휨 압축력 M_u/z 의 비, M_u 는 계수하중에 의한 단면의 휨모멘트, z 는 단면의 내부 모멘트팔 길이, b 는 계면의 폭을 나타낸다. 그리고, f_{ck} 는 콘크리트의 기준인장강도를, μ_1 과 μ_2 는 계면의 표면상태에 따른 계수로 μ_1 은 시공이음면에서 콘크리트 인장강도에 따른 부착계수를 μ_2 는 계면의 거칠기에 따른 작용 직각응력 마찰계수를 의미하며 계면의 표면 상태에 따라 Table 1과 같이 적용한다. f_n 은 계면에 전단력과 동시에 작용하는 최소 직각응력으로 압축일 경우 $0.6\phi_d f_{ck}$ 이하로, 인장일 경우 0으로 취한다. 철근비 $\rho = A_s/A_c$ 로 A_s 는 계면을 가로지르는 철근량을 A_c 는 계면의 단면적을 나타낸다. ϕ_c 와 ϕ_s 는 각각 콘크리트와 철근의 재료저항계수를 나타내며 극한하중 조합시 $\phi_c = 0.65$, $\phi_s = 0.95$ 의 값을 취하며 사용하중 조합시 $\phi_c = \phi_s = 1.0$ 의 값을 취한다. α 는 Fig. 2에 정의한 사잇각으로 $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$ 의 범위로 하며, ν 는 콘크리트 유효강도계수로 식 (11)과 같이 정의한다.

$$\nu = 0.6(1 - f_{ck}/250) \quad (11)$$

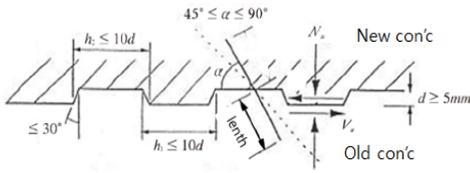


Fig. 2. Indented construction joint

Table 1. Classification of the interfacial surface finish

Surface finish	μ_1	μ_2	Surface
Very smooth	0.25	0.5	A surface cast against steel, plastic or specially prepared wooden moulds
Smooth	0.35	0.6	A slip-formed or extruded surface, or a free surface left without further treatment after vibration
Rough	0.45	0.7	A surface with at least 3 mm roughness at about 40 mm spacing, achieved by raking, exposing of aggregate or other methods giving an equivalent behaviour
Indented	0.50	0.9	A surface with indentations complying with Fig. 2

콘크리트의 기준인장강도(f_{ck})는 평균인장강도(f_{ctm})로부터 다음과 같이 구한다(식 (12)).

$$f_{ck} = 0.70 f_{ctm} \quad (12)$$

콘크리트의 평균인장강도(f_{ctm})는 직접인장강도 시험에 의해 구하는 것을 원칙으로 하고 있으나 콘크리트의 인장시험 결과가 없는 경우 식 (13)과 같은 관계식을 이용하여 평가할 수 있도록 하고 있다.

$$f_{ctm} = 0.30 (f_{cm})^{2/3} \quad (13)$$

여기서 f_{cm} 은 콘크리트의 평균압축강도를 의미한다.

콘크리트 인장강도에 따른 부재계수인 μ_1 의 경우 시공 이음 계면에 현저하게 큰 균열이 발생할 가능성이 있는 경우이거나 또는 피로, 동적하중이 작용하는 경우에는 매끄러운 이음 및 거치른 이음에서는 0을 적용하고, 요철이 있는 이음에서는 0.5를 취하여야 한다고 명시하고 있다.

2.2 실험체 설계

실험체 단면은 일반국도 표준 폭원(B)인 20.9m에 대하여 교량길이(L) 40m, 이의 교량 길이에서 적용이 가능한 최소형고(H) 1.4m를 적용하여 실험교량 설계를 수행하고 사용하중 상태에서 단면에 발생하는 응력 변화를 고려하여 응력이 큰 외측거더와 도심축 비율이 일치된 축소 모델을 적용하였다. 이는 탄성거동 상태에서 실험체의 거동 분석을 통하여 실험교량 합성거더의 거동 특성을 예측하기 위함이다.

실험체는 조밀단면으로 설계하였으며 지간길이(L_e)는 단면의 소성모멘트(Mp) 및 극한하중(Pu)을 고려하여 7.2m로 산정하였고 거더의 전체길이는 7.8m로 설계하였다.

실험체 단면은 Fig. 3과 Fig. 4와 같고, 각 부재에 적용한 설계 재료 특성은 Table 2와 같다. Table 2의 콘크리트 탄성계수는 상기 식 (6)을 사용하였으며, 인장 강도는 식 (12)와 식 (13)을 사용하여 산정하였다.

Table 2. Material Properties

Division	Casing	Slab	Steel	Stud	Reinforcement
f_{ck} (MPa)	80	30	-	-	-
Type of Steel	-	-	SM 490B	-	SD400
Yield Strength (MPa)	-	-	315	235	400
Modulus of Elasticity (GPa)	38	28	205	-	200
Tensile Strength (MPa)	3.4	2.2	490	400	-

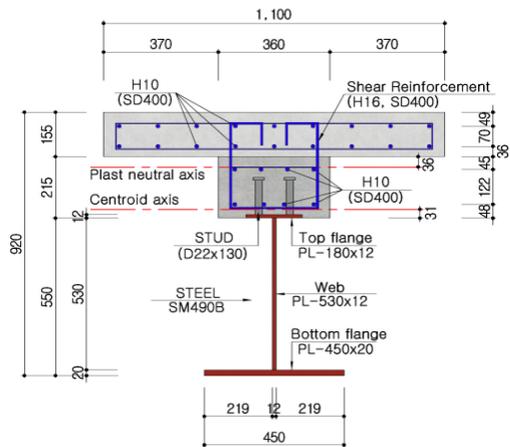


Fig. 3. Cross Section of Specimens (Unit:mm)

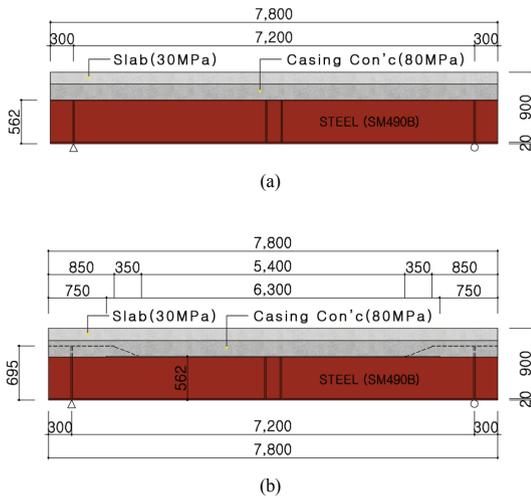


Fig. 4. Longitudinal Section of Specimens (Unit:mm)
 (a)Specimen DCB1~DCB4
 (b)Specimen DCB5~DCB6

실험체 수평접합면에 적용한 전단연결재는 강재와 케이싱 콘크리트의 수평접합면의 경우 스티드 전단연결재 (D22×130)를, 케이싱 콘크리트와 슬래브의 수평접합면의 경우 전단철근(D16)을 적용하였으며 실험변수에 따라 총 6 타입으로 설계하였다.

본 연구의 실험 주요 변수로 스티드 전단연결재의 저항계수(ϕ_{sc}), 바닥판 콘크리트 및 철근의 재료저항계수(ϕ_c, ϕ_s), 콘크리트 인장강도에 따른 부착계수(μ_1) 그리고 케이싱 콘크리트 표면 상태를 고려하였다.

강재 상부플랜지와 케이싱 콘크리트의 수평접합면은 접합면의 수평전단강도에 대하여 스티드 전단연결재의 저항계수(ϕ_{sc}) 적용 여부에 따라 설계강도(Q_r)를 산정하여 스티드 전단연결재의 간격을 배치하였다. 케이싱 콘크리트와 바닥판의 수평접합면의 경우 케이싱 콘크리트 표면 상태와 재료저항계수(ϕ_c, ϕ_s), 부착계수(μ_1)의 적용 여부에 따라 극한하중에 의해 계면에 발생하는 전단응력(v_u)이 설계강도(v_d) 이하가 되도록 전단철근 간격을 배치하였다.

케이싱 콘크리트의 표면은 Table 1에서 제시하는 콘크리트 타설 후 미장 등 별도의 표면처리를 하지 않은 매끄러움(smooth) 상태와 거친(Rough) 상태 그리고 깊이 5 mm이상의 요철이 확실하게 제작된(indented) 상태를 고려하였다.

실험은 단순지지의 지간 중앙부를 가력하는 것으로

하여 합성단면의 소성모멘트(M_p)에 대한 극한하중($P_u = 4M_p/L_e$)을 산정하였다. 실험체의 수평접합면의 수평전단강도는 각 주요 변수에 따라 실험체의 휨 파괴 발생시까지 일체거동이 확보되도록 설계하였다.

실험체의 소성모멘트(M_p), 극한하중(P_u) 및 극한전단력(V_u)는 Table 3와 같다.

Table 3. Plastic moment & ultimate Load of specimen

M_p	P_u	V_u
3,626 kN·m	2,015 kN	1,021 kN

실험체 이중합성보의 강재 상부플랜지와 케이싱 콘크리트 수평접합면의 공칭수평전단력(V_h)은 식 (2)와 식 (3)을 참고하여 다음과 같이 산정하였다(식 (14) ~ 식 (16)).

$$V_h = \text{Min}(V_{h1}, V_{h2}) \quad (14)$$

$$V_{h1} = 0.85(f_{ck_{slab}}A_{slab} + f_{ck_{ca}}A_{ca}) \quad (15)$$

$$V_{h2} = F_{yw}D_t t_w + F_{yt} b_t t_t + F_{yc} b_f t_f \quad (16)$$

여기서, $f_{ck_{slab}}$ 와 $f_{ck_{ca}}$ 는 각각 바닥판과 케이싱 콘크리트의 압축강도를 나타내며, A_{slab} 및 A_{ca} 는 각각 바닥판 및 케이싱 콘크리트의 단면적을 나타낸다. 식 (16)은 강재 단면의 축방향 강도로 식 (3)과 같다.

식 (1)~(5), 식 (14)~(16)을 사용하여 강재 상부플랜지와 케이싱 콘크리트의 수평접합면에 대한 수평전단강도, 스티드 전단연결재의 공칭전단강도 및 배치 간격 등을 산정하였으며 결과는 Table 4와 같다.

식 (8)~(13)을 사용하여 케이싱 콘크리트와 바닥판의 수평접합면에 대한 극한전단응력(v_u)과 주요 변수에 따라 설계전단강도(v_d)를 산정하여 그 결과를 Table 5에 정리하였다. 도로교설계기준[11]에서는 시공이음 계면에 큰 균열이 발생할 경우, 피로 및 동적하중이 작용하는 경우 매끄러운 표면과 거친 표면에서 부착계수 μ_1 의 값을 0으로 하도록 규정하고 있으나, 본 실험에서는 피로 및 동적하중이 없는 이중합성보의 합성거동의 평가가 목적이므로 μ_1 을 설계의 변수들 중 하나로 고려하였다.

Table 4와 Table 5의 수평접합면 설계 결과를 바탕으로 실험체별 계면 상세를 Table 6와 같이 설정하였다.

Table 4. Design of Top flange-Casing interface

Symbol	V_h (kN)	Q_n (kN)	ϕ_{sc}	Q_r (kN)	Requirement Spacing (mm)	Arrangement Spacing (mm)	Stud size (mm)
NRF	5,518	152	1.00	152.1	205.7	205	D22×130
RF	5,518	152	0.85	129.3	175.6	175	

Table 5. Test variables and Design value of the shear stress in the Casing-Slab interface

Surface finish of Casing	Smooth		Rough (Spacing 40mm, depth 6mm)		Indented (h=40mm d=6mm of Fig.2)	
	NRF	RF	NRF	RF	NRF	RF
ϕ_c	1.0	0.65	1.0	0.65	1.0	0.65
ϕ_s	1.0	0.95	1.0	0.95	1.0	0.95
μ_1	0.35	0	0.45	0.45	0.5	0.5
μ_2	0.6	0.6	0.7	0.7	0.9	0.9
Rebar spacing (mm)	190	115	300	300	600	600
ρ	0.0058	0.0096	0.0037	0.0037	0.0018	0.0018
v_d (MPa)	3.87	3.89	4.01	3.61	4.32	3.90
v_u (MPa)	3.80	3.80	3.80	3.80	3.80	3.80
v_d/v_u	1.017	1.023	1.054	0.949	1.135	1.025
Remarks	Shear reinforcement D16(SD400) / z=631mm / $\beta=0.846$ / $f_{cdk}=2.2$ MPa / $f_u=2.84$ MPa					

Table 6. Details of Interface

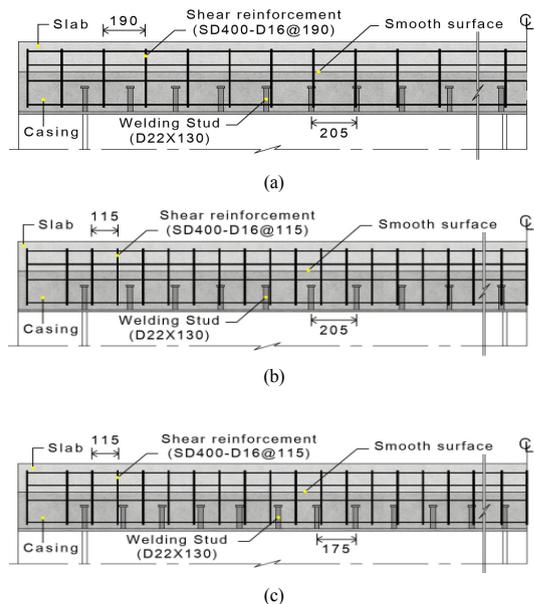
Specimens	Top flange-Casing		Casing-Slab		
	Symbol (Table 3)	Stud spacing	Interface finish	Symbol (Table 4)	Re-bar spacing
DCB1	NRF	205mm	Smooth	NRF	190mm
DCB2	NRF	205mm	Smooth	RF	115mm
DCB3	RF	175mm	Smooth	RF	115mm
DCB4	NRF	205mm	Indented	RF	600mm
DCB5	NRF	205mm	Rough	NRF	300mm
DCB6	NRF	205mm	Smooth	RF	115mm

케이싱 콘크리트 종방향 철근은 SD400 강종의 D10 철근 직경을 상부 및 하부 각각 4개씩(3@85mm) 배치하였다. 바닥판 종방향 철근 역시 SD400 강종의 D10 철근 직경을 사용하였으며, 상·하부 횡방향으로 각각 9개씩(8@125mm) 배치하였다(Fig.3 참조).

케이싱 콘크리트 단부에 돌출형 스티드 전단연결재의 적용성을 평가하기 위해 DCB6의 강제 복부 단면을 변단면으로 적용하고 강제 상부플랜지가 케이싱 콘크리트에 매립되며 상부플랜지 위에 용접 설치된 스티드 전단연결재가 케이싱 콘크리트 위로 돌출되도록 설계하였으며, 스티드 전단연결재가 돌출된 부분에는 별도의 전단철근을 배치하지 않았다. 또한 케이싱 콘크리트 내에서 상부플랜지와 복부 변단면의 단면적이 전단저항 역할에 기여하므로 이를 고려하여 인근 스티드 전단연결재 4개를 제외하여 설계에 반영하였다. 케이싱 콘크리트 위로

돌출된 단부 스티드 전단연결재의 규격은 D22×165mm를 적용하였다. DCB5의 경우 강재의 형상 및 스티드 전단연결재 배치는 동일하나 케이싱 단부 스티드 전단연결재가 케이싱 위로 돌출되지 않도록 하였고 중앙부와 동일 간격으로 전단철근을 배치하였다.

Fig. 5에 실험체의 종방향 전단연결재 배치 간격을 나타내었다.



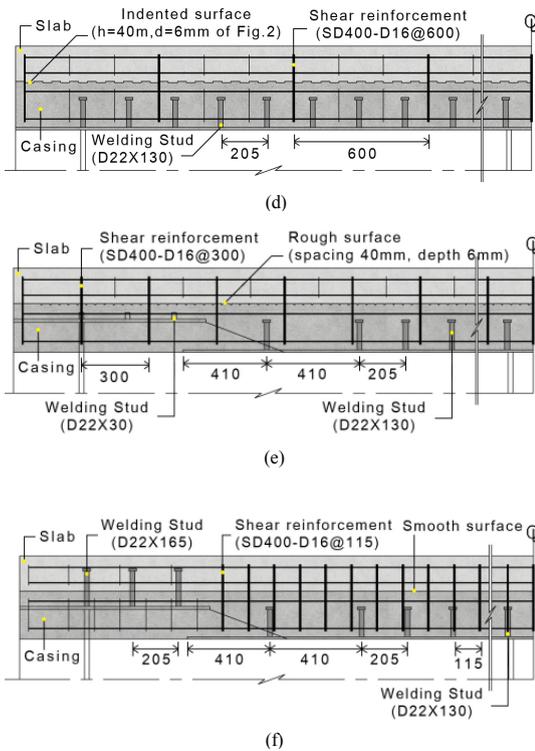


Fig. 5. Longitudinal shear connector arrangement
(a)DCB1 (b)DCB2 (c)DCB3 (d)DCB4 (e)DCB5
(f)DCB6

2.3 실험체 제작 및 재료량도

실험체 강제 보는 공장에서 제작하여 현장 제작장으로 운반, 철근조립과 콘크리트 타설 작업을 수행하였다. 제작 순서는 Fig. 6와 같다.



(a)



(b)



(c)



(d)



(e)

Fig. 6. Fabrication Procedures of Specimen

- (a)Arrangement of 6 Steel Girders
- (b)Install the Formwork and place the Re-bar for Casing
- (c)Cast-in-placing Casing concrete
- (d)Install the Formwork and place the Re-bar for Slab
- (e)Cast-in-placing Slab con'c and completion of Specimens

DCB1~DCB3, DCB6의 경우 케이싱 콘크리트 타설 시 별도의 표면처리를 하지 않은 매끄러운 상태로 제작을 하였으며, DCB4의 경우 Fig.2의 조건에 맞추어 40mm 폭에 6mm 깊이의 요철을 제작, DCB5는 40mm 간격에 6mm 깊이의 거친표면을 제작하였다. 또한 DCB5, DCB6의 경우 강제 복부의 높이를 종방향으로 변단면으로 제작하였으며 지점부 수직보강재 상단부가 케이싱 콘크리트 내에 매립되도록 제작하였다. DCB5 단부의 경우 단부에 배치된 스티드 전단연결체가 케이싱 위로 돌출되지 않도록 절단하였고 중앙부와 동일 간격으로 전단철근을 배치하였다. DCB6 단부는 상부플랜지에 부착된 스티드 전단연결체가 케이싱 콘크리트 위로 돌출되어 향후 바닥판 콘크리트와 합성되도록 제작하였다. 각 실험체의 케이싱 콘크리트와 바닥판 콘크리트의 수평 접합면 상세는 Fig. 7과 같다.

콘크리트의 압축강도를 확인하기 위한 공시체는 KS

F 2403에 근거하여 100×200mm로 제작하였고 실험체와 동일 조건으로 양생하였다. 공시체는 강도별로 3개씩 실험일정에 맞추어 압축강도시험을 실시하였다. 강판, 철근 및 스티드 전단연결재는 별도의 실험을 실시하지 않고 현장반입된 밀시트 및 시험성적서를 기준으로 재료강도 평가에 반영하였다. 실험체 제작 및 시험에 사용된 재료강도를 Table 7에 나타내었다.



(a)



(b)



(c)



(d)

Fig. 7. Surface finish of the Casing-Slab interface
 (a)Smooth surface (DCB1~DCB3, DCB6)
 (b)Indented surface (DCB4)
 (c)Rough surface (DCB5)
 (d)Shape of Casing end surface (DCB6)

재료시험강도를 반영하여 초기 설계시와의 극한하중 및 수평접합면의 전단설계 변화 여부를 파악하였다. 시

험성적서의 재료 특성을 반영하여 수평접합면 설계 결과, 상부플랜지와 케이싱 콘크리트 수평접합면의 경우 초기 설계보다 강도가 다소 증가하여 극한하중 재하시까지 일체거동 확보가 가능한 것으로 나타났다. 그러나, 케이싱 콘크리트와 바닥판의 수평접합면은 극한하중 재하 시험 파괴보다 계면 파괴가 먼저 발생하는 실험체가 예상되어 실험체 별 수평접합면이 저항할 수 있는 시간 중양부 최대 재하하중을 산정하여 향후 실험 결과와 비교 분석 하였다.

설계기준과 재료시험강도를 반영한 극한하중을 Table 8에 나타내었다.

Table 7. Material Test Results

Materials	Design	Test Result	
Casing Con'c Compressive Strength	80 MPa	82.1 MPa (Age-16day)	
Slab Con'c Compressive Strength	30 MPa	35 MPa (Age-9day)	
Steel (Yield Strength)	Top Flange	315 MPa	345 MPa
	Bottom Flange	315 MPa	358 MPa
	Web	315 MPa	345 MPa
Reinforcement (Yield)	400 MPa	447 MPa	
Stud (Tensile)	400 MPa	472 MPa	

Table 8. Ultimate Load Comparison

Division	Design	Material test
Ultimate Load (P_u)	2,015 kN	2,273 kN

케이싱 콘크리트와 바닥판의 수평접합면 조건과 이에 따른 수평접합면이 저항할 수 있는 시간 중양부 최대 집중하중을 Table 9에 나타내었다.

Table 9. Maximum Load of Casing-Slab Interface

Specimens	Surface finish	Symbol (Table 5)	P_{max} (kN)	P_{max}/P_u
DCB1	Smooth	NRF	2,220	0.977
DCB2	Smooth	RF	2,360	1.038
DCB3	Smooth	RF	2,360	1.038
DCB4	Indented surface	RF	2,180	0.959
DCB5	Rough surface	NRF	2,330	1.025
DCB6	Smooth	RF	2,360	1.038

3. 정적재하 시험

3.1 하중재하 및 측정방법

실험체는 양단부에 지점(롤러)을 두고, 3,000kN급 Actuator를 이용하여 실험체 중앙부($L_e/2$)에 연직하중을 가하였으며, 변위제어로 2mm/min 속도로 재하 하였다. 하중재하는 2차로 나누어 진행하였으며 1차 하중 재하는 보의 탄성 거동 범위 내 하중인 1,000kN까지 가력 후 하중을 제거 하였고, 2차 하중 재하는 보의 파괴 시까지 가력 하였다.

각 단계에서 실험체의 거동 특성을 파악하기 위해 처짐, 강재-콘크리트 및 철근의 변형률을 측정하였다. 실험체 시간의 $L_e/4$ 지점과 $L_e/2$ 지점에 변형률 게이지 및 LVDT를 설치를 하였고 설치 상세는 Fig. 8과 같다. 계측 센서는 바닥판, 케이싱 콘크리트, 강재보 외측면과 바닥판 및 케이싱 콘크리트 전단 철근 및 종방향 철근에 부착하였다. Fig. 9는 실험체 세팅 후 전경이다.

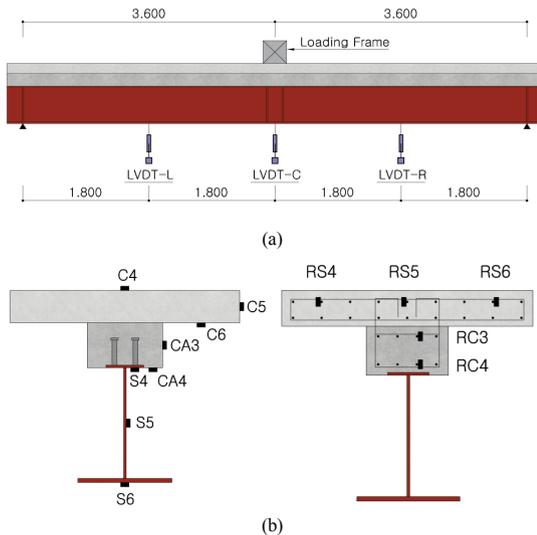


Fig. 8. Details of Measurement Plan
 (a) LVDT Setup
 (b) Strain Gauges on the Cross section at Mid-span



Fig. 9. Test Specimen Setup (DCB1)

3.2 수평접합면 전단 실험결과

Table 10에 SC 이중합성 보 실험체에 대한 시간 중앙부 최대 가력 하중과 파괴모드를 정리하였다. 실험 결과 DCB4와 DCB5를 제외한 대부분의 실험체가 설계극한하중 이상의 가력 하중을 저항하는 것으로 나타났다. DCB2, DCB3, DCB6는 설계극한하중(2,273 kN)을 초과하는 가력하중 상태에서 Fig. 10에서 보는 바와 같이 슬래브 상연 압괴(crushing)에 의한 휨 파괴가 발생하였다. DCB4와 DCB5는 보 단부에서 중앙부 쪽으로 케이싱 콘크리트와 바닥판의 수평접합면에 계면 분리에 따른 수평전단파괴 현상이 발생하였다. DCB1은 설계극한하중을 저항하는 것으로 나타났으나 극한하중 이후 가력하중이 제대로 도입되지 않아 파괴현상을 관측하지 못하였다.

휨 파괴가 발생한 실험체에서 상부플랜지와 케이싱 콘크리트 수평접합면의 설계에 스테드 전단연결재의 저항계수(ϕ_{sc})를 고려한 경우(DCB3)와 고려하지 않은 경우(DCB2, DCB6) 모두 극한하중까지 저항하는 것으로 나타나 상부플랜지와 케이싱콘크리트의 수평접합면 설계는 저항계수(ϕ_{sc})를 고려하여 설계할 경우 이중합성의 합성거동을 유지하는데 안전한 것으로 분석되었다. 휨파괴가 발생한 실험체들의 케이싱 콘크리트와 바닥판 사이의 수평접합면 상세는 케이싱 표면상태가 매끄러움(Smooth) 상태이며 재료계수(ϕ_c, ϕ_s)를 적용하고 부착계수(μ_1)는 적용하지 않은 전단철근 115 mm의 간격으로 배치된 상세로, 케이싱 콘크리트와 바닥판의 수평접합면이 이중합성보의 휨 파괴까지 일체거동을 유지하기 위해서는 재료계수를 고려하고 부착계수를 고려하지 않는 등의 방법을 설계에 고려해야 할 것으로 판단된다.

케이싱 콘크리트 표면에 40mm 간격, 6mm 깊이의 요철을 형성한 DCB4의 경우, 케이싱 콘크리트와 바닥판 사이의 수평접합면 설계에 재료저항계수(ϕ_c, ϕ_s)를 적용하여 안전측으로 설계하였으나 수평접합면이 저항하는 설계 재하하중 보다 작은 하중상태에서 수평접합면에 전단파괴가 발생하였다. 따라서, 향후 SC 이중합성 거더의 실교량 설계시 상부 케이싱 콘크리트와 바닥판 사이의 수평접합면 설계에 요철을 형성하여 전단 설계를 하는 방식은 바람직하지 않다. 케이싱 콘크리트 표면에 40mm 간격 6mm 깊이의 거칠기를 형성한 DCB5의 경우, 최대 가력 하중이 재료저항계수(ϕ_c, ϕ_s)를 고려하지

Table 10. Maximum Load & Failure Mode

Specimens	Interface Condition			Load of Interface (kN)		② / ①	Failure Mode	Ultimate Design Load (kN)
	Top Flange to Casing	Casing to Slab		① Design (P_{max})	② Measured (P_{max})			
		Symbol	Surface					
DCB1	NRF	NRF	Smooth	2,220	2,330	1.05	-	2,273
DCB2	NRF	RF	Smooth	2,360	2,393	1.01	Flexural Compression	
DCB3	RF	RF	Smooth	2,360	2,412	1.02	Flexural Compression	
DCB4	NRF	RF	Indented	2,180	2,138	0.98	Horiz. Shear	
DCB5	NRF	NRF	Rough	2,330	2,152	0.92	Horiz. Shear	
DCB6	NRF	RF	Smooth	2,360	2,300	0.97	Flexural Compression	

않은 경우(NRF)에서는 수평접합면이 저항할 수 있는 최대하중에는 미치지 못하였다. 따라서, SC 이중합성 거더의 케이싱 콘크리트에 거친 표면을 적용시에는 반드시 재료저항계수를 고려해야 할 것으로 판단된다.

3.3 하중-처짐 관계

Fig. 11은 각 실험체 중앙부에 대한 하중-처짐 곡선을 나타낸 것이다. DCB5를 제외한 실험체에서 설계항복하중 1800 kN까지 선형거동의 특성을 나타내었다. 이후 하중증가에 따라 DCB4는 약 2100 kN의 하중에서 취성 파괴의 거동을 나타냈으며 DCB1~DCB3, DCB6는 설계 극한하중까지 연성거동을 나타내었다.

DCB2와 DCB3는 중앙부 최대 가력 하중까지 거의 유사한 거동 특성을 나타내었다. 따라서, Table 6에서 보는 바와 같이 DCB2와 DCB3의 수평접합면 상세 차이를 고려할 때 강제 상부플랜지와 케이싱 콘크리트 수평접합면의 스티드 전단연결재의 저항계수(ϕ_{sc}) 고려에 따른 스티드 전단연결재 배치는 합성거동에 영향을 주지 않는 것으로 분석되었다.

DCB2와 스티드 전단연결재의 배치간격이 같고 케이싱 콘크리트와 바닥판 사이의 수평접합면의 전단철근 배치간격이 다른 DCB1의 경우, 항복하중(P_y) 이후 재하하중이 증가할수록 동일 하중 상태에서 DCB2와 처짐 차이가 크게 나타났다. 이는 항복하중 이후 어느 일정 하중 이상에서 케이싱 콘크리트와 바닥판 사이의 수평접합면에서 분리 현상이 발생하여 합성보의 단면 강성이 감소되기 때문인 것으로 판단된다. 하중-처짐 곡선에서 DCB1의 선형 기울기가 다른 실험체에 비하여 완만하게 나타났는데 이는 DCB1 강제보 제작시 한 쪽 단부가 약간 비틀려 제작되어 실험시 양 지점의 보 하면이 지지대인 롤러와 완전 밀착되지 않은 영향이 실험 결과에 반영

된 것으로 판단된다.

DCB5의 경우 약 1600 kN에서 비선형거동을 보이기 시작하면서 하중이 증가할수록 다른 실험체에 비하여 큰 처짐이 발생하였다. 이에 반해 DCB5와 강제 형상 및 스티드 전단연결재의 배치 간격이 같고(Fig. 5 (e)&(f) 참조) 케이싱 콘크리트와 바닥판의 수평접합면 상세가 다른 DCB6의 경우 설계극한하중(P_u)까지 DCB2 및 DCB3와 동일한 거동을 나타내었다. 이는 DCB5의 합성 단면을 구성하는 두 개의 수평접합면 중 케이싱 콘크리트와 바닥판 사이의 수평접합면에서 분리 현상이 발생하여 합성보의 단면 강성이 감소되었기 때문인 것으로 분석되었다.

하중-처짐 관계 분석 결과, 극한하중 재하시까지 합성 거동이 우수한 실험체는 DCB2와 DCB3로 나타났으며, 이중합성보의 합성거동 여부를 지배하는 수평접합면은 케이싱 콘크리트와 바닥판 사이의 수평접합면인 것으로 분석되었다. 그리고, 케이싱 콘크리트와 바닥판 사이의 수평접합면 상세는 매끄러운(Smooth) 표면에 재료저항계수들을 고려하여 전단철근을 배치한 상세가 합성거동에 효과적인 것으로 분석되었다.

3.4 중립축 위치 및 합성거동 평가

실험체 보 중앙부 단면에 부착된 게이지 기호 및 위치를 Table 11에 나타내었다. Fig. 12는 중립축 위치 변화 및 합성거동 여부를 평가하기 위하여 각 하중 단계별로 실험체 중앙부 단면에 부착된 강제와 중방향 철근의 게이지의 변형률을 나타낸 그래프이다.

실험체는 중앙부 단면에서 하중이 증가할수록 중립축이 아래 방향으로 미소하게 이동하다가 극한하중에 도달할수록 중립축이 다시 상승하는 경향을 나타내었다. 이는 하중이 증가할수록 케이싱 콘크리트 하연에서 상연

방향으로 점진적으로 균열이 발생하여 합성보의 단면 강성이 저하되었다가 극한 하중 작용시 압축단면과 인장단면의 하중 평형상태에 도달하기 때문인 것으로 판단된다.

하부플랜지 하연이 항복응력에 도달하는 중앙부 집중 하중 1,800kN까지 실험체 변형률은 거의 선형에 가까운 형상을 나타내었다. 이 후 하중 증가에 따라 실험체 별 변형률은 다른 양상을 나타내었다.

Table 11. Gauge No. & Location at Mid-Section

Gauge No.	Position(mm)	Explanation
RS5	871	Longitudinal Upper Reinforcement of Slab
RC3	720	Longitudinal Upper Reinforcement of Casing
RC4	598	Longitudinal Lower Reinforcement of Casing
S4	550	Bottom of Upper Flange
S5	285	Half of Web Height
S6	0	Bottom of Lower Flange

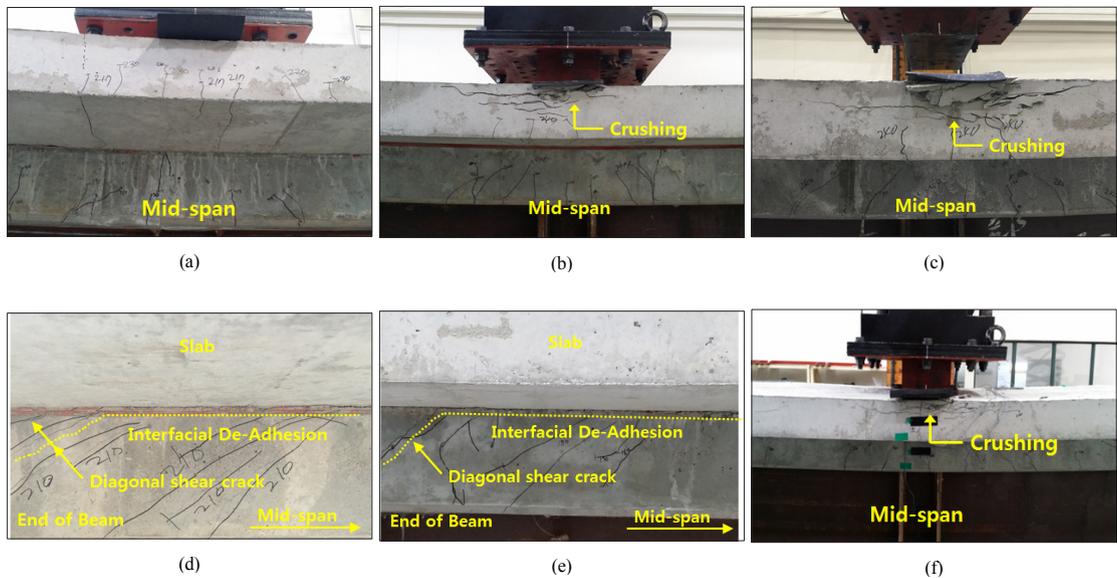


Fig. 10. Failure Shape of Specimen Interface at Final Step (Casing to Slab)
 (a)DCB1 (b)DCB2 (c)DCB3 (d)DCB4 (e)DCB5 (f)DCB6

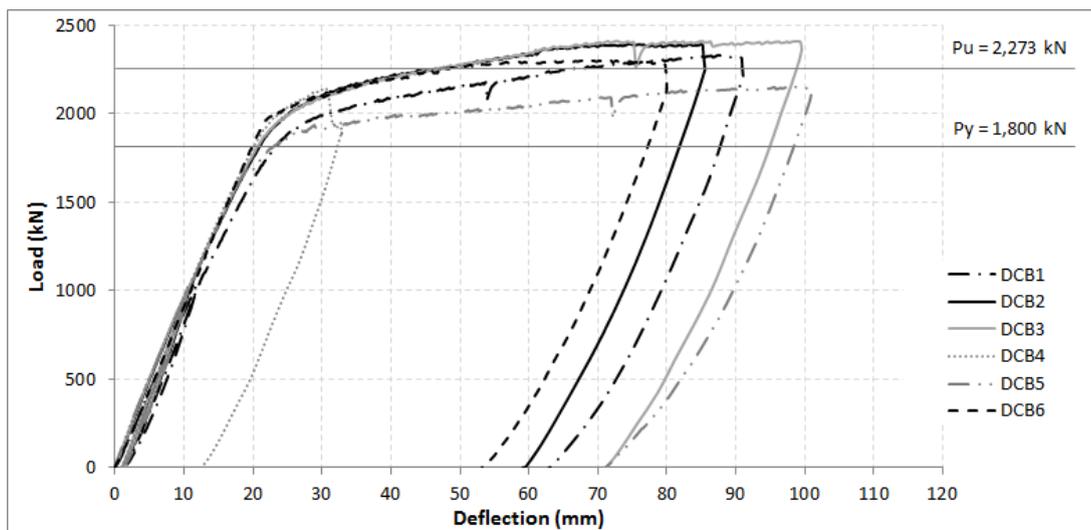


Fig. 11. Load-Deflection Curves at Mid-Span

보 중앙부 슬래브 상면에 휨 압축파괴가 발생한 DCB2, DCB3, DCB6의 경우 극한하중에 도달할수록 강재 및 케이싱, 바닥판 종방향 철근의 변형률이 증가하는 합성거동 특성을 나타내었다. DCB1, DCB5의 경우 하중 증가에 따라 강재 및 케이싱 종방향 철근의 변형률은 증가하나 항복하중(1800kN) 이상에서 바닥판 상부 종방향 철근의 변형률이 오히려 감소하는 현상이 나타났다. 이는 케이싱과 바닥판 사이의 계면이 분리되어 바닥판의 중립축 거리가 짧아졌기 때문이다. 특히 DCB1의 경우 하중-처짐 곡선(Fig. 11)에서 설계 극한하중 이상의 하중을 저항하고 있는 것으로 나타났으나 변형률 선도 분석

결과 휨 파괴 발생 전 케이싱과 바닥판 사이에 계면 분리가 발생하므로 수평접합면 설계시 DCB2, DCB3, DCB6 처럼 재료저항계수를 고려하고 시공이음면에서 콘크리트 인장강도에 따른 부착계수(μ_1)를 고려하지 않는 등 보수적인 설계 접근이 필요하다. DCB4의 경우 계면의 전단파괴 발생전 강재 복부의 변형률이 하부플랜지 하연의 변형률보다 증가하는 현상이 발생하였다.

3.5 케이싱 콘크리트 단부 균열

바닥판과 케이싱 콘크리트 중앙부에서는 휨 균열이, 케이싱 콘크리트 단부에는 사인장 균열이 다수 발생하였

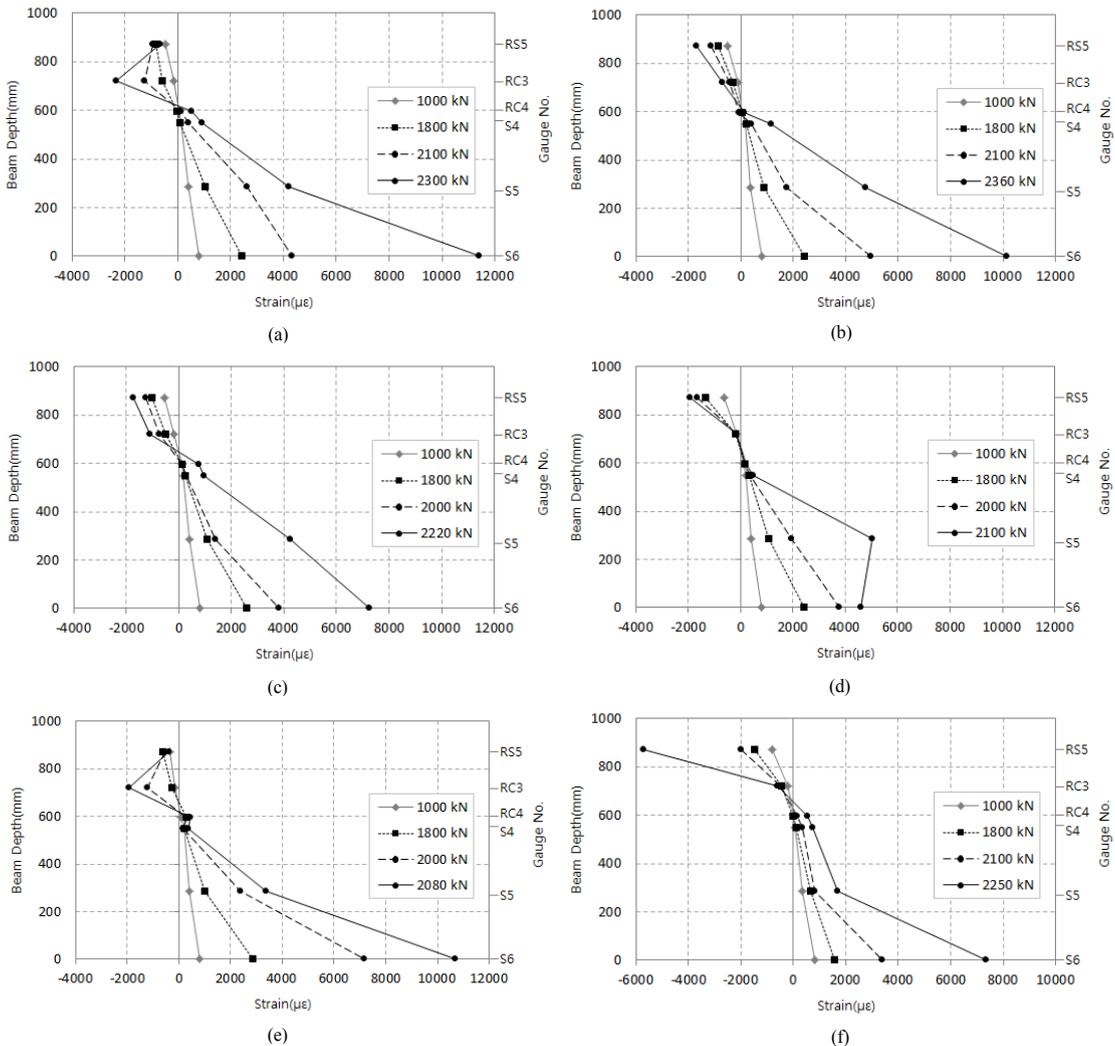


Fig. 12. Strain of Cross Section Position
(a)DCB1 (b)DCB2 (c)DCB3 (d)DCB4 (e)DCB5 (f)DCB6

으며, 모든 실험체에서 유사한 균열 패턴이 발생하였다. Fig. 13에서 보는 바와 같이 강제 복부에 변단면을 적용한 DCB5와 DCB6의 경우 다른 실험체에 비하여 케이싱 콘크리트 단부 균열이 적게 관측되었다. 이는 지점부 수직보강재의 케이싱 콘크리트 내의 매립된 부분과 상부플랜지 단면적 그리고 복부 변화부 단면적이 상부플랜지와 케이싱 콘크리트 계면에 발생하는 전단력 저항에 일부 기여하였기 때문인 것으로 판단된다.

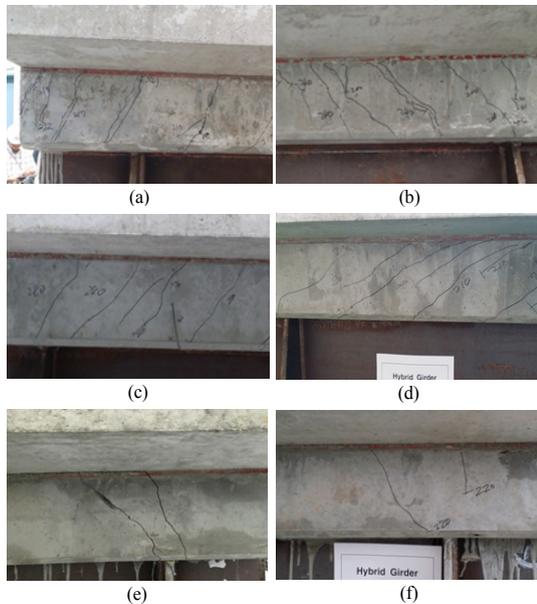


Fig. 13. Casing Crack Pattern at End-Span
(a)DCB1 (b)DCB2 (c)DCB3 (d)DCB4 (e)DCB5 (f)DCB6

4. 결론

압축강도 80 MPa급 고강도 콘크리트를 활용한 이중합성 보의 이중 수평접합면 구조에 대한 전단성능 및 이에 따른 보의 합성 거동에 대한 실험적 평가를 수행하였다. 이를 위하여 스티드 전단연결재의 저항계수(ϕ_{sc}), 콘크리트의 재료계수(ϕ_c), 철근의 재료계수(ϕ_s), 부착계수(μ_1) 및 케이싱 콘크리트 표면 상태를 실험 변수로 하여 수평접합면의 상세를 달리한 6개의 실험체를 제작하여 성능실험을 수행하였으며, 본 연구를 통해 얻어진 결론은 다음과 같다.

(1) 하중재하 실험결과, 케이싱 콘크리트와 바닥판 사이의 수평접합면에 재료계수와 부착계수를 고려하여 매

끄러운(Smooth) 표면상태에 전단철근을 배치한 실험체(DCB2, DCB3, DCB6)는 바닥판 상단에 휨 압축파괴가 발생하였으며, 케이싱 콘크리트 표면에 폭 40mm, 깊이 6mm의 요철을 형성(DCB4)하거나 40mm 간격에 깊이 6mm의 거친(Rough) 이음을 형성(DCB5)한 실험체는 단부에 중앙부 쪽으로 케이싱 콘크리트와 바닥판 사이에 계면 분리에 의한 수평전단파괴가 발생하였다. 또한, 하중-처짐 관계 및 변형을 분석결과 휨 파괴가 발생한 실험체 중 DCB2 및 DCB3가 최상의 합성거동을 나타내는 것으로 분석되었다.

(2) 이중합성보가 극한 휨 파괴시까지 합성거동을 유지하기 위해서는, 강제 상부플랜지와 케이싱 콘크리트의 수평접합면은 스티드 전단연결재의 저항계수를 고려하지 않아도 되나, 케이싱 콘크리트와 바닥판 사이의 수평접합면은 콘크리트 및 철근의 재료계수와 부착계수 등을 고려해야 한다.

(3) 케이싱 콘크리트와 바닥판 사이의 수평접합면은 케이싱 콘크리트 표면에 거친 이음이나 요철 이음 등을 형성하는 방법보다는 재료계수 등을 고려하여 전단철근을 충분히 배치하는 것이 이중합성보의 극한 휨 파괴시까지 합성거동을 유지하는데 유리한 것으로 분석되었다.

(4) SC 이중합성거더의 실교량 설계시 단면의 소성영역까지 합성거동을 유지하기 위해서는 수평전단설계에 있어 케이싱 콘크리트 표면에 거친 이음 또는 요철 이음 형성시키는 상세보다는 전단철근의 간격을 보수적으로 설계하여 반영하는 것이 적합하다.

References

- [1] Young-Jin Kim, Sung-Yong Park, Jong-Sup Park, Byung-Suk Kim, "State-of-the-art of UHPC Applications in the world", Magazine of the Korean Society of Civil Engineers, Vol. 61, No.2, pp. 39~50, February, 2013
- [2] Kyung-Taek Koh, Jung-Jun Park, Gum-Sung Ryu, Sung-Wook Kim, "State-of-the-art on Development of Ultra-High Performance Concrete", Magazine of the Korean Society of Civil Engineers, Vol. 61, No.2, pp. 51~60, February, 2013
- [3] Ministry of Land, Transport and Maritime Affairs, "Development of SUPER Concrete with compressive strength of 80~180 MPa and its applications", Construction & Transportation Research Planning Report, August, 2013
- [4] Hyung-Joon Lee, Se-Jin Jeon, Young-Jin Kim, "Development of PSC Bridge with Long Span and Shallow Depth", Magazine of the Korea Concrete

Institute, Vol. 20, No.3, pp. 14~19, May, 2008

- [5] Robert E. Loov, Anil K. Patnaik, "Horizontal Shear Strength of Composite Concrete Beams With a Rough Interface", PCI JOURNAL, pp. 48~69, January-February, 1994
DOI: <http://dx.doi.org/10.15554/pci.01011994.48.69>
- [6] Dong-Min Yoo, Hoon-Hee Hwang, Sung-Tae Kim, Sung-Young Park, "Interface Horizontal Shear Strength between UHPC Deck and Concrete Girder with Stirrups", Journal of the Korean Society for Composite Materials, 25(5), pp. 164~168, 2012
DOI: <http://dx.doi.org/10.7234/kscom.2012.25.5.164>
- [7] Jeong-Ho Moon, Young-Hun Oh, "Evaluation of Design Method and Shear Transfer Capacity on the Horizontal Interface of PC Composite Beams", Journal of the Korea Concrete Institute, Vol. 25, No.1, pp. 81~90, February, 2013
DOI: <http://dx.doi.org/10.4334/JKCI.2013.25.1.081>
- [8] Sung Bae Kim, Hwangbo Chan, Tae Gyu Lee, Han Sol Cho, Sang Seup Kim, "The Shear Strength Evaluation of the New Shear Connector by Push-out Test", Journal of Korean Society of HAZARD Mitigation, Vol, 14, No.1 pp. 1~10, February, 2014
DOI: <http://dx.doi.org/10.9798/KOSHAM.2014.14.5.1>
- [9] Chang-Su Shim, Pil-Goo Lee, Tae-Yul Ha, "Evaluation of Structural Behavior of Large Studns Using Partial Composite Beams", Journal of Korean Society of Steel Construction, Vol. 16, No.4, pp. 425~432, August, 2004
- [10] S.J. Duan & J.W.Wang, Q.D. Zhou, H.L. Wang, "An experimental study on double steel-concrete composite beam specimens", ISBN 978-0-415- 56809-8, Taylor & Francis Group, London, 2010. Available From : <http://mfile.narotama.ac.id/files/Civil Engineering / An experimental study on double steel-concrete composite beam specimens.pdf> (accessed March, 16, 2016)
- [11] Korea Road & Transportation Association, "Design Specification of Highway Bridges(Limit State Design)" Ministry of Land, Infrastructure and Transport, pp.5-1~6-90, 2012

임 열(Eol Lim)

[정회원]



- 2011년 2월 : 울산대학교 일반대학원 토목공학과(공학석사)
- 2011년 1월 ~ 2015년 1월 : 교량과고속철도 대리
- 2015년 1월 ~ 현재 : (주)삼현피에프 기술연구소 근무

<관심분야>
PSC구조, 합성구조

하 태 열(Tae-Yul Ha)

[정회원]



- 2006년 2월 : 중앙대학교 일반대학원 토목공학과(공학석사)
- 2006년 8월 ~ 2009년 3월 : (재)포항산업과학연구원 토목연구본부 위촉연구원
- 2009년 4월 ~ 현재 : (주)삼현피에프 기술연구소 근무

<관심분야>
합성구조, PSC구조, 프리캐스트콘크리트

양 인 욱(In-Wook Yang)

[정회원]



- 2001년 2월 : 충북대학교 구조시스템공학과(공학사)
- 2001년 2월 ~ 2007년 11월 : 삼표이앤씨(주) 교량사업부 과장
- 2008년 3월 ~ 현재 : (주)삼현피에프 기술연구소 근무

<관심분야>
합성구조, 강구조, 구조공학