

격자형 강합성 바닥판 이음부의 전단내력 평가

신현섭^{1*}, 박기태¹

¹한국건설기술연구원 인프라구조연구실

Shear Resistance Evaluation of Steel Grid Composite Deck Joint

Hyun-Seop Shin^{1*} and Ki-Tae Park¹

¹Structural Engineering Research Division, Korea Institute of Construction Technology

요 약 본 논문에서는 프리캐스트 방식으로 제작 가능한 격자형 강합성 바닥판의 이음부에 기계식 연결방식을 적용하고자 콘크리트 전단키와 고장력볼트로 구성되는 이음부에 대해 Push-out 시험으로 전단내력을 구하였으며, 이를 전단마찰 이론에 근거한 이론식 및 설계식과 비교함으로써 전단내력을 평가하였다. 분석결과에 따르면, 이음부 접합면을 에폭시로 부착한 경우가 전단키를 강판으로 보강한 경우 보다 약 10% 정도 더 큰 전단내력을 갖는 것으로 나타났다. 실험체간 전단내력의 편차는 전단키를 강판으로 보강한 경우가 더 작게 나타났다. 실험결과를 계산식 및 설계식과 비교한 결과, 기존 설계식으로 안전하게 설계될 수 있음을 알 수 있었다. 그러나, ACI-318에 의할 경우 이음부 전단내력이 과소평가되기 때문에 LRFD에서 제시된 설계식의 적용이 더 적당한 것으로 분석되었다.

Abstract In order to apply a mechanical deck joint to the prefabricated steel grid composite decks, shear resistance of a joint composed of concrete shear key and high-tension bolt is experimentally evaluated by the push-out test. Shear resistance evaluated by the test is compared with resistance estimated by empirical and design equations based on the shear friction theory. Test results show that joint specimens bonded by epoxy have about 10% more shear resistance than specimens with strengthened shear key by steel plates, but in the case of specimens with strengthened shear key there is smaller resistance deviation than specimens bonded by epoxy. In comparison with resistances estimated by empirical and design equations, the deck joint can be safely designed. But because the existed shear resistance of deck joint is underestimated by the ACI-318, application of the LRFD design equation could be more reasonable.

Key Words : Deck joint, Push-out test, Shear resistance, Steel grid composite deck

1. 서 론

강재 보 또는 거더와 콘크리트 슬래브로 구성되는 합성보는, 강재의 경우 인장력 저항에 효과적이고, 콘크리트는 압축력에 대한 내력이 우수하다는 장점을 최대도로 활용한 구조형태이다. 본 논문에서 다루고자 하는 Fig. 1에서와 같은 격자형 강합성 바닥판(steel grid composite deck)은 위와 같은 재료 및 구조적인 장점을 바닥판 구조에 적용한 것이다. 하부의 격자형 철골은 휨인장을 부담

하는 T형강, 이와 직각으로 연결되는 가로막대(cross bar), T형강 사이에 위치하며 가로막대와 직각으로 연결되는 세로막대(longitudinal bar)로 구성된다(세로막대는 격자형 철골의 강성보강을 위한 것으로 철골의 구성에 따라 설치유무가 구분됨). 슬래브와의 합성은 강형 상부에 설치되는 전단연결부에 의하여 이뤄진다.

이와 같은 격자형 강합성 바닥판은 교량의 시공성 및 경제성에 많은 영향을 미치는 슬래브의 중량을 감소시키고, 도심지 등 통행량이 많은 지역에서도 신속한 시공을

*Corresponding Author : Hyun-Seop Shin(Korea Institute of Construction Technology)

Tel: +82-31-910-0287 email: hsshin@kict.re.kr

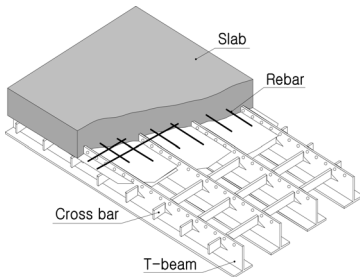
Received July 4, 2013

Revised (1st August 9, 2013, 2nd September 2, 2013)

Accepted October 10, 2013

위해 개발되었으며, 이와 관련하여 국내외에서 다양한 연구가 진행되고 있다[1-6]. 기존 격자형 강합성 바닥판의 이음부는 철근 배근 없이 채움 콘크리트를 타설하거나, 후크형태의 철근 겹침이음이 적용되고 있으며, 최근에는 기계식 연결방식에 의한 이음부 구조가 제안된 바 있다 [2]. 기계식 연결방식은 이음부에 콘크리트를 타설하는 방식에 비해 양생기간을 줄임으로써 전체 시공기간을 단축시킬 수 있다.

본 논문에서는 프리캐스트 방식으로 제작될 수 있는 격자형 강합성 바닥판의 이음부에 기계식 연결방식을 적용하기 위한 연구의 일환으로서, 콘크리트 전단기와 고장력볼트로 구성된 이음부의 전단내력을 실험적으로 평가하고자 한다. 이를 위해 Push-out 시험체를 제작하여 실험 전단내력을 구하였으며, 이를 전단마찰 이론 (shear-friction theory)에 근거한 이론식 및 설계식과 비교함으로써 기계식 이음부의 구조성능 및 안전성을 검토하였다.

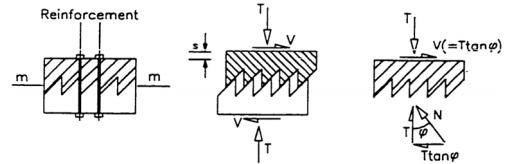


[Fig. 1] Steel grid composite deck[7]

2. 전단마찰 이론에 근거한 전단내력 평가식

콘크리트 부재에 전단력의 작용방향으로 균열이 발생하게 되면 균열을 가로 질러 배치된 철근으로 전단하중에 저항하게 되며, 이와 같은 철근콘크리트 부재에 있어서의 전단철근은 Fig. 2 및 식 1에서와 같은 전단마찰이론(shear-friction theory)에 근거하여 설계되고 있다[8-10]. 전단마찰 설계에서는 취약한 부분을 따라 균열이나 미끄러짐이 일어나는 것으로 가정하고, 가상된 균열이나 전단면에 가로질러 철근보강을 한다. 이러한 상태에서 전단력이 작용하면, 균열면에서 전단변형이 발생하는 부분에는 골재의 맞물림 작용으로 수직변형이 수반된다. 이에 따라 보강된 철근에 인장응력이 유발되며, 철근이 발휘하는 인장력은 상대적으로 균열이 발생된 양측 콘크리트에는 압축력을 가하는 결과를 가져온다. 콘크리트에 발생하는 압

축력에 의해 균열면에는 마찰작용이 발생하게 되어, 외부 전단력에 저항하도록 하는 것이 전단마찰설계의 기본개념이다[11]. 식 1에서 A_{vf} 는 전단철근량, f_y 는 전단철근의 항복강도이며, $\tan\phi$ 는 전단마찰계수 μ 와 같다.



[Fig. 2] Shear-friction theory

$$V_u = T \tan\phi = A_{vf} f_y \tan\phi = \mu A_{vf} f_y \quad (1)$$

위와 같은 전단마찰 이론에 근거하여 다양한 연구가 수행되어 왔으며, 그 중 Birkeland[9], Mattock[12] 및 Walraven[13]에 의한 전단강도 산정식과 ACI-318[14], 도로교설계기준(HBDS)[8] 및 AASHTO LRFD[15]에서 제시된 설계식은 Table 1에 나타낸 바와 같다.

[Table 1] Empirical and design equations

Birkeland [9]	$v = 2.78 \sqrt{\rho f_y}$	(2)
Mattock [12]	$v = 0.467 f_c^{0.545} + 0.8(\rho f_y + \sigma_n) \leq 0.3 f_c$	(3)
Walraven [13]	$v = 0.85 c_1 (\rho f_y)^{c_2}$ $c_1 = f_c^{0.36}, c_2 = 0.09 f_c^{0.46}$	(4)
ACI-318 [14]	$V_n = \mu A_{vf} f_y \leq \min(0.2 f_c A_c, 5.52 A_c)$	(5)
HBDS [8]	$V_n = 0.8 A_{vf} f_y + A_c k_1 \leq \min(0.2 f_c A_c, 5.52 A_c)$	(6)
LRFD [15]	$V_n = c A_c + \mu (A_{vf} f_y + P_c) \leq \min(0.25 f_c A_c, 10.3 A_c)$	(7)

Birkeland[9]는 전단철근에 의한 clamping 작용을 주된 변수로 하여 전단마찰력을 평가하였으며, 콘크리트의 강도에 대한 변화는 고려될 수 없다. 식 (2)에서 v 는 전단응력, ρ 는 철근비, f_y 는 철근의 항복강도이다. 또한, Mattock[12]은 일반 콘크리트에 대해 식 (3)에서와 같이 콘크리트 강도변화와 균열면에 작용하는 압축응력을 고려할 수 있는 계산식을 유도하였으며, 여기서 전단강도는 최대 0.3 f_c 로 제한된다. 식 (3)에서 f_c 는 콘크리트 압축강도, σ_n 은 전단면에 수직으로 작용하는 압축응력이다. 한

편, Walraven[13]은 다수의 전단실험 결과를 회귀분석하여 식 (4)와 같이 콘크리트의 강도를 고려할 수 있는 계산식을 유도하였다.

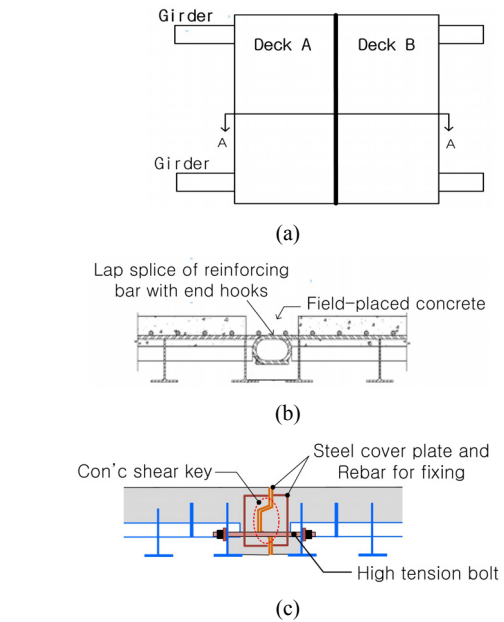
현재 국내에서는 ACI-318[14] 및 도로교설계기준(HBDS)[8]에서 제시된 바와 같이 식 (5) 또는 식 (6)를 이용하여 전단설계를 하고 있다. 여기서, 식 (6)은 일체로 친 콘크리트 및 표면을 거칠게 처리한 접합면에 있어서의 전단력 산정식으로 실제의 역학거동을 더 정확히 반영한 수정 제안식이다. 상수 μ 는 전단마찰 계수로서 일체로 친 콘크리트에 대해 1.4이며, k_1 은 일반 콘크리트에 대해 2.8MPa의 값을 갖는다. 여기서, 설계전단력 V_n 은 $0.2f_cA_c$ 또는 $5.52A_c$ 중에서 작은 값보다 커서는 않된다. 또한, AASHTO LRFD[15]에서 제시된 전단내력 산정식은 일체로 친 콘크리트에 대해 식 (7)과 같다. 여기서, 상수 c 는 식 (6)의 k_1 과 같은 값을 가지며, μ 는 일체로 친 콘크리트에 대해 식 (5)의 경우와 같다.

3. 이음부 전단내력 평가 실험

3.1 개요

기존 격자형 강합성 바닥판의 이음부는 Fig. 3 (b)에 나타난 바와 같이 후크형태의 철근 겹침이음과 채움콘크리트로 구성되는 상세가 적용되고 있다. 이에 비해 최근 제안된 기계식 연결방식에 의한 이음부 구조는 Fig. 3 (c)에 나타난 바와 같이 match-cast 방식으로 제작되는 콘크리트 전단키와 고장력볼트로 구성된다[2]. 외부하중에 의해 바닥판 간에 발생하는 전단력은 콘크리트 전단키와 고장력볼트가 부담하게 되며, 모멘트 부재력에 의한 휨인장은 고장력볼트에 의해 전달된다. 여기서, 콘크리트 전단키는 프리캐스트 콘크리트 구조에서 각종 이음부에 적용되고 있으며, Fig. 3 (c)에 나타난 상세도 이와 같은 이음부를 바닥판 구조에 응용한 것이다.

본 논문에서는 Fig. 3 (c)에 나타난 기계식 연결방식에 의한 이음부에서 수(male)측의 콘크리트 전단키와 고장력볼트로 구성되는, 우측에 위치한 이음부 구조의 전단내력을 평가한다. 이를 위해 Push-out 실험체를 제작하여 전단내력을 실험적으로 구하였으며, 실험결과로부터 구한 전단내력을 Table 1에 나타난 전단내력 산정식 및 설계식과 비교함으로써 구조성능 및 안전성을 평가하였다.



[Fig. 3] Steel grid composite deck joint[2]
 (a) Horizontal supporting structure considered
 (b) Conventional deck joint
 (c) Proposed deck joint

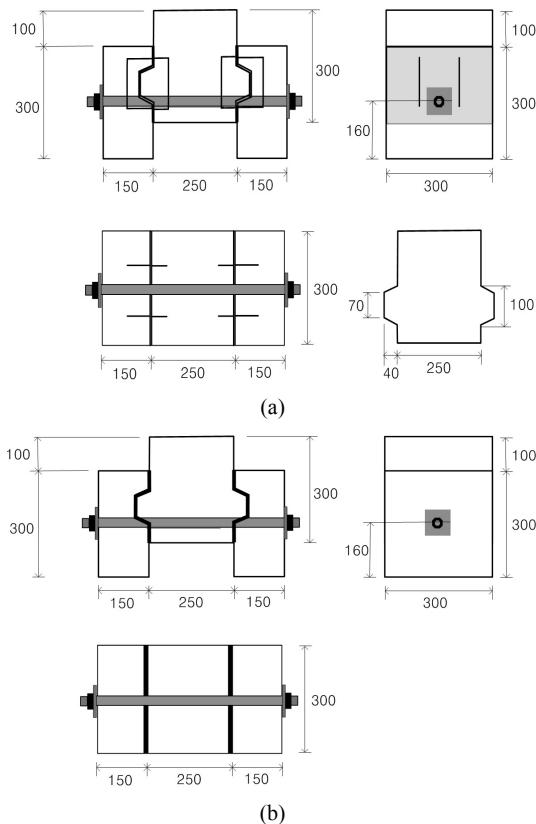
3.2 실험체 계획

콘크리트 전단키와 고장력볼트로 구성된 기계식 이음부의 전단내력을 평가하기 위한 Push-out 시험체의 전체적 구조는 Fig. 4에 나타난 바와 같다. 가력하중이 재하되는 중심 가력대, 이와 접하여 하중을 지지하게 되는 블록 형태의 콘크리트 부재(이하 ‘콘크리트 블록’)가 암(female)측과 수(male)측의 콘크리트 전단키 및 고장력볼트로 서로 일체화 된 형태를 취하고 있다.

이와 같은 구조는 수(female)측의 콘크리트 전단키와 고장력볼트로 구성된 이음부의 전단내력을 평가하기 위한 것이다. 또한, 본 논문에서는 고장력볼트에 설계장력 도입에 의한 마찰저항과 이음부 구속 등은 설계에 고려치 않았다. 볼트 체결시 시공상 약 5ton 미만의 힘이 걸리게 되나, 고장력볼트의 인장강도에 비하면 무시될 수 있는 정도이다. 향후, 장력도입에 의한 이음부 구속 및 이에 대한 비교연구가 필요할 것으로 사료된다.

[Table 2] Specimen list for push-out test

specimen	joint type	test parameter	test no.
PT-BCP	concrete shear key ($f_c=35\text{MPa}$)	strengthened shear key by steel plate	3
PT-BCB	+ high-tension bolt (M27, F8T)	shear key bonded by epoxy	3

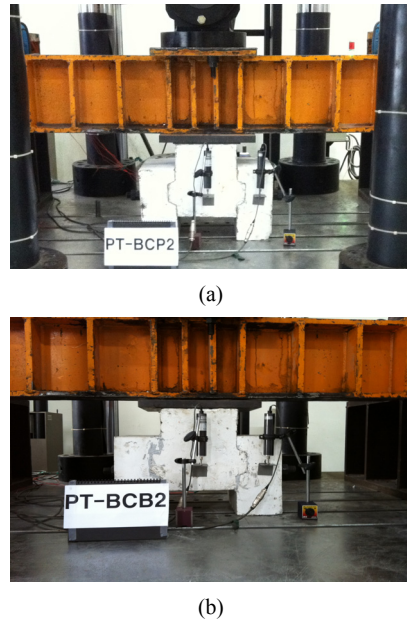


[Fig. 4] Detail of specimens
 (a) Strengthened shear key by steel plate
 (b) Shear key bonded by epoxy

실험체 계획은 Table 2에 나타난 바와 같다. 실험변수로서는 암(female)측 전단키와 수(male)측 전단키의 접합면 조건을 취하였다. Table 2의 접합조건에서 콘크리트 전단키의 둘레에 설치되는 강판은, 이음부에서 생길 수 있는 국부적 응력집중으로 인해 균열이 발생하는 것을 억제하기 위한 일종의 보강판($t=1.2\text{mm}$)이다. 또한, 에폭시(B사 제품의 주제와 경화제 사용) 부착은 암측 및 수측 전단키를 빈틈없이 접합하기 위한 것이다. 접합면이 에폭시로 부착되는 실험체의 경우, 에폭시에 의한 부착강도를 높이기 위해 에폭시 도포 전에 접합면의 콘크리트를 water-jet으로 표면처리 하였다.

프리캐스트 공장제작의 측면에서는 별도의 강판 설치 과정이 생략됨으로써, 에폭시 접합방법이 유리한 조건이다. 그러나, 현장에서의 시공 측면에서는 별도의 표면처리 과정이 없으므로 강판으로 보강된 접합구조가 설치작업에 더 유리하다. 본 논문에서는 이와 같은 서로 다른 접합면 조건에 대해 push-out 시험으로 전단거동의 차이점을 분석한다. 실험체 개수는 각 접합조건에 대해 3개씩

제작하는 것으로 하였다. Fig. 4에 구체적으로 표시하는 것은 생략하였으나, 가력대 및 양측에 위치한 콘크리트 블록은 수직철근 및 스트립 등으로 보강하였다. 가력대와 콘크리트 블록의 콘크리트 설계강도는 35MPa 이며, 고장력볼트의 공칭직경은 $27\text{mm}(M27)$, 항복강도는 $640\text{MPa}(F8T)$ 이다[2].



[Fig. 5] Set-up of push-out specimen
 (a) Strengthened shear key by steel plate
 (b) Shear key bonded by epoxy

3.3 가력 및 측정방법

가력은 $2,000\text{ kN}$ 용량의 UTM을 사용하였고, 가력대와 콘크리트 블록 사이에 발생하는 슬립 측정을 위해 가력대 및 콘크리트 블록에 각각 50 mm 변위계를 설치하였다. 가력하중에 의한 슬립(상대변위)은 가력대와 콘크리트 블록에 설치한 변위계로 부터 측정된 값의 차이로 한다. UTM에 의한 하중재하는 0.01 mm/sec 의 속도로 변위제어 방식을 취하였다.

실험체의 설치상태는 Fig. 5에 나타난 바와 같으며, 본 논문에서는 Eurocode 4[16]에 제시된 Push-out 시험방법에 준하여 전단시험을 하였다. Eurocode에 명시되지는 않았으나, 합성보 구조에서 스티브와 같은 전단연결재의 전단내력 평가에서는 외위하중에 의한 슬래브와 강재보 간의 압착력을 고려하여 콘크리트 블록 양측면에 지그를 추가적으로 설치하는 경우도 있다. 그러나, 본 논문에서와 같은 경우 이에 해당하지 않으며 추가적인 지그는 설치하지 않았다.

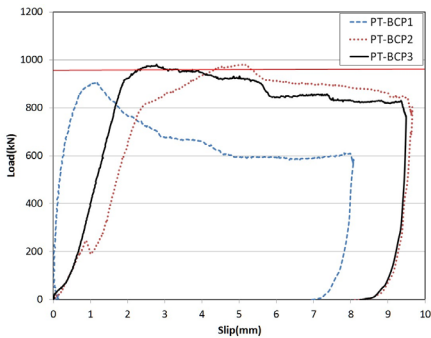
3.4 실험결과 및 거동분석

3.4.1 하중 및 슬립 측정결과

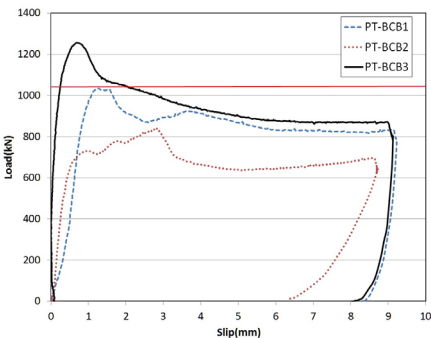
접합조건에 따른 시험 결과를 Table 3에 나타내었다. 여기서, P_{ic} 는 초기균열하중, P_{max} 는 최대 재하하중, $P_{max,mean}$ 은 최대 재하하중의 평균값, δ_{max} 는 최대하중이 재하되었을 때 가력대와 콘크리트 블록 사이에 발생한 슬립이다. 또한, Fig. 6에는 전단시험으로 부터 측정된 하중-슬립 관계를 접합조건에 따라 분류하여 그래프로 나타낸 것이다. 실험에서 관찰된 균열거동 및 하중-슬립 거동은 3.4.2절에 기술하였다.

[Table 3] Test results

specimen	P_{ic} (kN)	P_{max} (kN)	$P_{max,mean}$ (kN)	δ_{max} (mm)
PT-BCP	494.5	901.9	946.9	1.1
	236.6	969.2		4.5
	251.9	969.7		2.5
PT-BCB	477.6	1033.4	1040.3	1.3
	380.8	831.7		2.7
	416.5	1255.9		0.7



(a)



(b)

[Fig. 6] Load-slip behavior of the specimens
(a) Strengthened shear key by steel plate
(b) Shear key bonded by epoxy

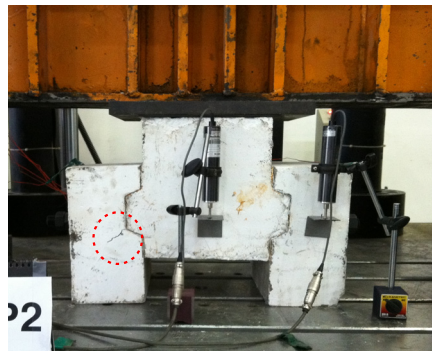
3.4.2 실험체별 하중-슬립 거동

(1) 콘크리트 전단키 강판 보강 실험체(PT-BCP)

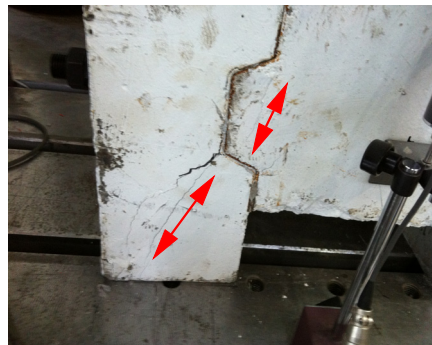
고장력볼트에 의해 일체화 조립되고 강판 커버플레이트에 의해 콘크리트 전단키가 보강된 PT-BCP 실험체의 경우, 약 251.9kN ~ 494.5kN의 하중범위에서 초기균열이 발생하였다. 초기균열이 발생한 부분은 Fig. 7 (a)에 예로써 나타낸 바와 같이 대부분 콘크리트 블록 전단키 축의 접합면에서 사선방향으로 발생하였다. 이후 하중이 증가함에 따라 Fig. 7 (b)에 나타낸 바와 같이 전단키 수 (male)측에서도 경사 균열이 발생하였고, 콘크리트 블록 하단부에서도 기존에 생긴 균열이 진전되거나 새로운 균열이 발생하였다. Fig. 7 (c)는 2번 실험체에 대한 것을 예로 들어 최대하중 시 발생한 균열과괴 상태를 나타낸 것이다.

최대하중은 실험체별로 약 901.9kN ~ 969.7kN의 범위에 있는 것으로 측정되었다. 최대하중이 발생한 이후에는 점진적으로 하중이 감소되고 이후 일정동안 유지되는 것을 볼 수 있었다. 하중 감소량은 실험체별로 약 7.1% ~ 34.1%의 범위에 있었으며, 1번 실험체에서 가장 큰 하중감소량이 나타났다.

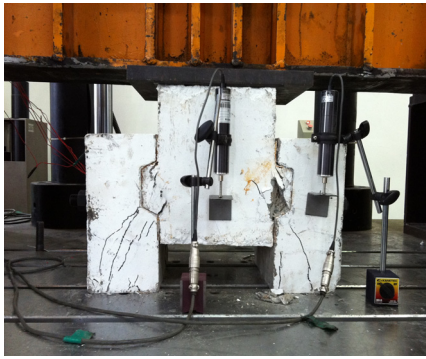
접합면 슬립(상대변위)은 선형 거동구간에서는 실험체별로 최대 0.7 ~ 2.4mm의 범위에 있었으며, 최대하중 작용 시에는 1.1 ~ 4.5mm의 범위에 있었다.



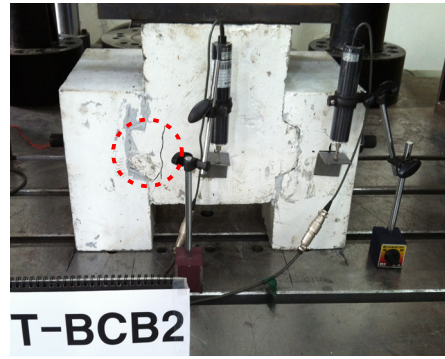
(a)



(b)



(c)



(a)

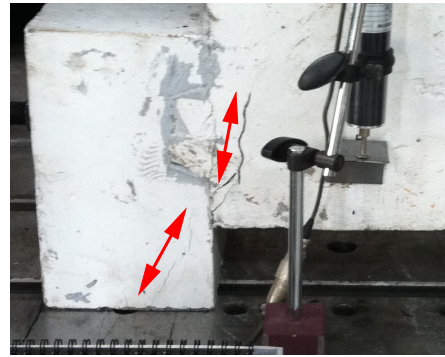
[Fig. 7] Crack pattern of the specimen PT-BCP2
(a) Initial crack pattern (b) Development of crack according to applied load (c) Crack pattern in the final loading step

(2) 접합면 에폭시 부착 실험체(PT-BCB)

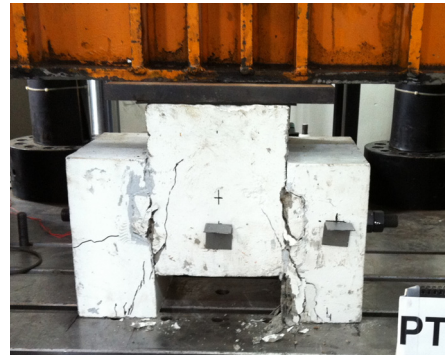
강판 커버플레이트에 의한 전단기 보강 없이 단순히 에폭시로 접합하고 고장력볼트로 일체화된 PT-BCB 실험체의 경우, 약 380.8 ~ 477.6kN의 하중범위에서 초기 균열이 발생했다. 전단기를 강판으로 보강한 실험체 (PT-BCP)에 비하면 평균적으로 약 29.7% 정도 높은 하중에서 초기균열이 발생한 것이다. 초기균열이 발생한 부분은 콘크리트 블록 전단기 측의 접합면 또는 가력대 전단기 측의 접합면에서 사선방향으로 발생하였다(Fig. 8 (a)). 이후 하중이 증가함에 따라 추가균열이 발생하였고, 진행양상은 PT-BCP 실험체에서의 경우와 크게 다르지 않았다.

최대하중은 실험체간 다소 차이가 있었으며, 약 831.7kN ~ 1255.9kN의 범위에 있다. PT-BCP 실험체의 경우와 비교하면 평균적으로 약 10% 정도 더 높은 내력을 보인다. 최대하중 발생 이후 하중 감소량은 약 20.6% ~ 30.7%의 범위에 있어서, PT-BCP 실험체보다는 감소량이 평균적으로 더 크게 나타났다.

접합면 슬립은 선형 거동구간에서 최대 0.3 ~ 1.1mm의 범위에 있으며, 최대하중 작용 시는 0.7 ~ 2.7mm의 범위에 있다. 이는 PT-BCP 실험체의 경우와 비교하면, 선형 거동구간에서는 평균 2.5배, 최대하중 작용 시는 평균 1.7배 정도 더 작은 슬립량이다.



(b)



(c)

[Fig. 8] Crack pattern of the specimen PT-BCB2
(a) Initial crack pattern (b) Development of crack according to applied load (c) Crack pattern in the final loading step

4. 이음부 전단내력 비교

4.1 접합조건에 따른 전단내력 비교

Table 3에 나타난 실험결과에 의하면, 접합면을 에폭시로 부착한 경우(PT-BCB)가 콘크리트 전단기를 강판으로 보강한 경우(PT-BCP) 보다 이음부 한쪽 측면 당 ‘평

[Table 4] Comparison of shear resistances

	1) V_{exp}	2) V_B		3) V_M		4) V_W		5) V_{nA1}		6) V_{nA2}		7) V_{nL}	
PT-BCP	473.5	233.4	8) 2.03	252.0	1.88	233.4	2.03	132.5	3.57	132.5	3.57	210.0	2.25
PT-BCB	415.9		1.78		1.65		1.78		3.14		3.14		1.98

1) shear resistance from experimental test($V_{exp}=0.5P_{max}$)
 2) ~ 4) shear resistance equation by Birkeland(Eq. 2), Mattock(Eq. 3) and Walraven(Eq. 4)
 5) ~ 7) nominal shear force by ACI-318/HBDS(Eq. 5), revised ACI-318(Eq. 6) and LRFD(Eq. 7)
 8) V_{exp} / V_B

균적으로 분다면’, 약 10% 정도 더 큰 전단내력을 갖고 있는 것으로 분석되었다(PT-BCP=473.5kN, PT-BCB=520.2kN). 이는 PT-BCB 시험체의 경우 접합면에 시공된 에폭시가 균열이 발생하기 전까지 화학적 부착에 의한 전단마찰 저항체로서 작용하고, 또한 콘크리트 블록과의 일체화 작용으로 전단하중 전달에 더 유리하게 작용할 수 있기 때문에 사료된다. 실험에서 관찰된 가력대와 콘크리트 블록 간의 슬립(상대변위)을 비교해 보면 에폭시가 시공된 PT-BCB의 경우 전체적으로 PT-BCP 보다 더 작은 슬립을 보이고 있다(PT-BCB: 0.7 ~ 2.7mm, PT-BCP: 1.1 ~ 4.5mm).

그러나, 강판으로 보강된 PT-BCP의 실험결과를 보면 3개의 실험체 간 최대 재하하중의 차이가 약 8% 미만으로서 비교적 크지 않으나, 에폭시로 접합된 PT-BCB의 경우는 약 51%로서 실험체간 전단내력 편차가 매우 크게 나타났다. 접합면에 에폭시로 부착된 실험체의 경우에서 실험체별로 전단성능에 다소 차이를 보이는 것은, 부착강도 향상을 위해 water-jet으로 부착면의 콘크리트를 표면처리 하였으나 균일한 시공이 되지 않았던 것이 하나의 원인으로 추정된다. FRP 부재의 에폭시 부착 및 이에 대한 부착강도 평가와 관련된 참고문헌[17]에 의하면 에폭시에 의해 부착되는 면의 표면상태에 따라 파괴형태 및 부착강도에 차이를 보이고 있음을 알 수 있다. 이에 따르면 표면을 그라인딩한 경우와 sandblasting한 경우의 부착강도 차이가 많게는 50%를 보이고 있다. 이를 고려했을 때, 향후 표면처리가 균등하게 될 수 있는 시공방법의 고안이 필요하며 추가 연구 및 분석이 필요할 것으로 사료된다. 별도의 표면처리 과정 없이 에폭시로 접합한 경우에는 비교적 더 균일한 성능이 발현될 수 있을 것이며, 이러한 경우에는 표면처리를 한 경우에 비해 성능적인 측면에서 다소 차이가 있을 것으로 추정된다.

위와 같은 결과를 고려했을 때, PT-BCB 실험체의 경우, 에폭시 접합에 의한 전단마찰 저항의 증가 및 일체화 거동으로 최대내력은 상승할 수 있다. 그러나, 본 논문에서는 실험값 간에 편차가 크게 나타났기 때문에, 이음부

설계 차원에서는 반드시 더 큰 전단내력을 갖는다고 결론짓기 어려운 것으로 사료된다. 이와 관련하여 향후 좀 더 많은 실험과 분석이 필요할 것으로 판단된다.

4.2 전단내력 계산식 및 설계식과의 비교

Push-out 시험 결과로 부터 구한 이음부 전단내력을 Birkeland[9], Mattock[12] 및 Walraven[13]에 의한 전단강도 산정식, ACI-318[14], 도로교설계기준(HBDS)[8] 및 AASHTO LRFD[15]에서 제시된 설계식과 비교하여 Table 4에 나타내었다. Table 4에서 실험 전단력 V_{exp} 는 한쪽 이음부당 받는 힘으로서 실험에서 구한 재하하중의 절반에 해당한다. 또한, Table 4에는 각 이론식 및 설계식에 대한 실험전단력의 비를 함께 나타내었다. 여기서, 접합면을 에폭시로 부착한 실험체(PT-BCB)의 경우, 실험체별로 전단내력의 변화가 다소 큼을 고려하여 V_{exp} 로는 최하값을 사용하였다.

각 이론식 및 설계식에 대한 실험전단력의 비를 비교해 보면 콘크리트 전단기를 강판으로 보강한 PT-BCP 시험체의 경우 최소 1.88배, 에폭시로 접합면을 부착한 PT-BCB의 경우는 최소 1.65배 정도 실험으로부터 구한 전단내력이 각 식에 의한 값보다 더 크게 평가되었다.

ACI-318 및 국내 도로교설계기준에서 제시된 설계식과의 비교에 의하면 PT-BCP의 경우 3.57배, PT-BCB의 경우는 3.14배 정도 실험값이 더 크게 평가됨으로써, 본 논문에서의 이음부 전단내력이 설계식 상으로는 과소 평가됨을 알 수 있다. 이에 비해 Birkeland, Mattock, Walraven 및 LRFD에 의한 경우 평균적으로 약 2배(PT-BCP) 및 1.8배(PT-BCB) 정도 실험값이 더 크게 평가되고 있어서, ACI-318 및 도로교설계기준 보다는 비교적 더 실험값과 근접한 전단내력을 산출할 수 있음을 알 수 있다. 특히, Mattock에 의해 제안된 식 (3)에 의한 경우가 실험값에 비교적 더 근접한 전단내력을 산출할 수 있었다.

위와 같은 전단내력 비교결과에 의하면, 본 연구에서 다루고 있는 기계식 체결방식에 의한 이음부는 현재의

설계기준에 의한 경우 안전하게 설계될 수 있음을 알 수 있다. 그러나, ACI-318에서 제시된 설계식에 의한 경우 본 연구의 이음부 전단내력이 과소평가될 수 있으므로, LRFD에서 제시하고 있는 설계식을 적용하는 것이 더 적당할 것으로 사료된다.

5. 결론

본 논문에서는 프리캐스트 방식으로 제작될 수 있는 격자형 강합성 바닥판의 이음부에 콘크리트 전단키와 고장력볼트로 구성되는 기계식 연결방식을 적용하기 위해, Push-out 시험체를 제작하여 실험 전단내력을 구하였으며, 이를 전단마찰 이론(shear- friction theory)에 근거한 이론식 및 설계식과 비교함으로써 기계식 이음부의 구조 성능 및 안전성을 검토하였다. 이를 통해 얻은 결론은 다음과 같다.

- 1) 접합면을 에폭시로 부착한 경우(PT-BCB)가 콘크리트 전단키를 강관으로 보강한 경우(PT-BCP) 보다 이음부 한쪽 측면 당 ‘평균적으로 본다면’, 약 10% 정도 더 큰 전단내력을 갖고 있는 것으로 분석되었다. 이는 접합면 상태를 에폭시 부착에 의한 경우, 전단마찰 저항의 증가 및 일체화 거동으로 강관으로 보강한 경우 보다 전단내력이 더 상승할 수 있기 때문이다.
- 2) 그러나, 본 논문에서는 에폭시 부착의 경우 실험값 간에 편차가 최대 51%로 비교적 크게 나타났기 때문에, 이음부 설계 차원에서는 반드시 더 큰 전단내력을 갖는다고 결론짓기 어려울 것으로 판단된다. 이와 같은 결과는 에폭시 부착강도를 더 높이고자 접합면을 water-jet으로 표면처리하였으나, 시공과정에서 처리 정도가 일정하지 않게 되었고, 이로 인해 에폭시 도포 두께가 균등하지 않게 된 것이 하나의 중요 원인으로 추정된다.
- 3) 접합면 상태를 에폭시 부착에 의한 경우, 표면처리 상태에 따라서는 강관으로 보강한 경우 보다 전단내력은 더 상승할 수 있을 것으로 예측 가능하다. 향후, 표면처리 방법의 개선 및 표면상태를 변수로 좀 더 많은 실험과 분석이 필요할 것으로 판단된다.
- 4) Push-out 시험으로 부터 얻은 실험값을 이론식과 비교해 보면, 콘크리트 전단키를 강관으로 보강한 PT-BCP 시험체의 경우 최소 1.88배, 에폭시로 접합면을 부착한 PT-BCB의 경우는 최소 1.65배 정도 실험으로부터 구한 전단내력이 각 식에 의한 값보다 더 크게 평가되었다. 각 이론식과의 비교결과에

따르면, Mattock에 의해 제안된 계산식을 사용할 경우가 실험값에 비교적 더 근접한 전단내력을 산정할 수 있었다.

- 5) 또한, 실험값을 ACI-318 및 LRFD에서 제시된 설계식과 비교할 경우, 본 논문에서의 이음부는 약 2배에서 3배 정도 수준의 안전율을 갖는 것으로 나타났다. 그러나, ACI-318 및 도로교설계기준에 의한 경우 이음부의 전단내력이 다소 과소평가될 수 있기 때문에 LRFD에서 제시하고 있는 설계식을 적용하는 것이 더 적당한 것으로 판단된다.
- 6) 프리캐스트 방식으로 제작이 가능한 격자형 강합성 바닥판에 콘크리트 전단키와 고장력볼트로 구성되는 기계식 이음부를 적용하기 위해서는, 향후 콘크리트 전단키의 형상 및 고장력볼트의 제원에 따른 전단내력의 변화 등 설계변수에 대한 연구가 더 필요할 것으로 사료된다. 또한, 격자형 강합성 바닥판에 설치하게 되는 기계식 이음부의 암(female)측 콘크리트 전단키에 대해서는 별도의 형태로 제작된 시험체에 대해 push-out 시험 및 내력평가가 필요하다.

References

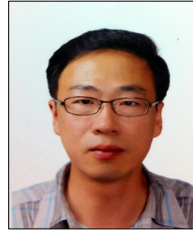
- [1] K. S. Lee, J. G. Beak, J. S. Koo, A. H. Lee, T.R. Seong, "A Study on Grid deck for LRT", Proceeding of the Korean Society for Railway, Korea, pp.328-335, 2000.
- [2] Korea Institute of Construction Technology, *Development of High Performance Material & Rapid Construction Technology for Extreme Environment*, Annual Report, 2011.
- [3] M. J. Pierce, *Evaluative testing of a novel weldless open steel grid deck system*, Master's thesis, Pittsburgh University, pp.1-33, 2005.
- [4] P. M. Gase, M. R. Kaczinski, "The history and benefits of prefabricated grid reinforced concrete decks", 2010 Concrete Bridge Conference, Phoenix, USA, pp.405-412.
- [5] S. H. Kim, Y. H. Park, S. Y. Lee, J. H. Choi, "Experimental Study on the Flexural Behavior of Inverted T-Shaped Steel Concrete Composite Deck for Bridges", Journal of Korea Society of Civil Engineering, vol. 28, No. 3A, pp.331-340, 2008.
- [6] Y. S. Chung, C. K. Park, Y. G. Kim, H. Kim, "Experimental Evaluation for Structural Performance of I-Grating Concrete Slab", Journal of Korea Society of Civil Engineering, vol. 23, No. 1A, pp.37-45, 2003.
- [7] D. S. Brown co., *An introduction to exodermic bridge*

decks, pp.1-8, 2007.

- [8] Ministry of Land, Infrastructure and Transport *Highway Bridge Design Specification*, Korea Road & Transportation Association, 2012.
- [9] P. W. Birkeland, "Connections in Precast Concrete Constructions", *ACI Journal*, vol.63., No.3, pp.345-368, 1966.
- [10] R.F. Mast, "Auxiliary Reinforcement in Concrete Connections", *ASCE Journal*, pp.1485-1501, 1968.
- [11] S. S. Kim, *Design of Reinforced Concrete*, Mun-Un-Dang, pp.115-116, 1997.
- [12] A .H. Mattock, "Shear Transfer in Concrete Having Reinforcement at an Angle to the Shear Plane, Shear in Reinforced Concrete", *ACI Special Publication*, SP-42, vol.1, American Concrete Institute, Detroit, MI, pp.17-42, 1974.
- [13] J. Walraven, J. Frenay, A. Puijssers, "Influence of Concrete Strength and Load History on the Shear Friction Capacity of Concrete Members", *PCI Journal*, vol.32, No.1, 66-84, 1987.
- [14] ACI Committee 318, *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-05) and Commentary (ACI 318R-05)*, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, USA, 2005.
- [15] AASHTO LRFD, *Bridge Design Specification*, 4th Edition, American Association of State Highway and Transportation Officials, 2008.
- [16] European Committee for Standardization(CEN), *Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures*. 1994.
- [17] M. C. Cheong, J. W. Park, "Characteristics of Bond Behaviors and Adhesive Mathematical Model for FRP Members, *Journal of Architectural Institute of Korea*, vol.19, No.12, pp.105-112, 2003.

신 현 섭(Hyun-Seop Shin)

[정회원]



- 1996년 2월 : 인하대학교 대학원 토목공학과 (공학석사)
- 2004년 9월 : 독일 아헨공대 토목공학과 (공학박사)
- 2004년 12월 ~ 현재 : 한국건설기술연구원 수석연구원

<관심분야>

토목구조, 합성구조 설계

박 기 태(Ki-Tae Park)

[정회원]



- 1994년 2월 : 연세대학교 대학원 토목공학과 (공학석사)
- 2006년 2월 : 연세대학교 대학원 토목공학과 (공학박사)
- 1994년 3월 ~ 현재 : 한국건설기술연구원 연구위원

<관심분야>

시설물 유지관리기술 및 성능평가기술, 신소재 활용기술