

콘크리트피복충전 각형강관 기둥-보 접합부의 주기하중 실험

박홍근¹ · 이호준^{2*} · 박성순³ · 김성배⁴

¹교수, 서울대학교, 건축학과 ²석사과정, 서울대학교, 건축학과 ³팀장, 신세계건설(주) ⁴소장, (주)타나은구조엔지니어링

Cyclic Loading Test for Beam-to-Column Connections of Concrete Encased CFT Column

Park, Hong Gun¹, Lee, Ho Jun^{2*}, Park, Sung Soon³, Kim, Sung Bae⁴

¹Professor, Dept. of Architecture & Architectural Engineering, Seoul National University, Seoul, 151-744, Korea

²Graduate Student, Dept. of Architecture & Architectural Engineering, Seoul National University, Seoul, 151-744, Korea

³General Manager, SHINSEGAE E&C, Seoul, 100-391, Korea

⁴Manager, The Naeun Structural Engineering Co. Ltd, Seoul, 150-105, Korea

Abstract - In this study, the beam-to column connections of concrete-encased-and-filled steel tube columns were tested under cyclic loading. Two specimens using steel beams and two specimens using precast concrete beams were tested. The dimension of the column cross section was 670mm×670mm. The beam depths were 488mm and 588mm for the steel beams and 700mm for the precast concrete beams. The longitudinal bar ratios of the precast concrete beams were 1.1% and 1.5%. For the connections to the steel beams, continuity plates were used in the tube columns. For the connections to the PC beams, couplers were used for beam re-bar connections. The test results showed that except for a specimen, deformation capacities of the specimens were greater than 4% rotation angle, which is the requirement for the Special Moment Frame. Particularly, specimens using precast concrete beam showed excellent performances in the strength, deformation, and energy dissipation.

Keywords - Beam-column connection, Concrete-encased-and-filled steel tubular column, Precast concrete beam, Steel beam, Cyclic load test

1. 서론

대형마켓이나 물류센터의 건설 시, 공기단축이 매우 중요하기 때문에 PC(Precast Concrete)공법이 선호되어 왔다. 그러나 단면이 크고 층고가 높은 기둥부재에 PC공법을 적용하게 될 경우 양중부하가 과다해지기 때문에 현장에서의 이음작업이 많아진다는 단점이 있다. 대형 PC기둥은 내부 중공화를 통해 양중무게를 줄일 수 있으며, 이를 실현하기

위한 하나의 방법으로서 각형강관을 이용한 LW PC(Light Weight Precast Concrete) 합성기둥^[1](Fig. 1)이 제안되었다.

제안된 공법에서는 강관 및 외부 콘크리트에 대하여 PC 공법이 적용되며 내부 콘크리트는 슬래브와 함께 현장에서 타설하게 된다. 강관의 내부가 비워진 상태이므로 대형기

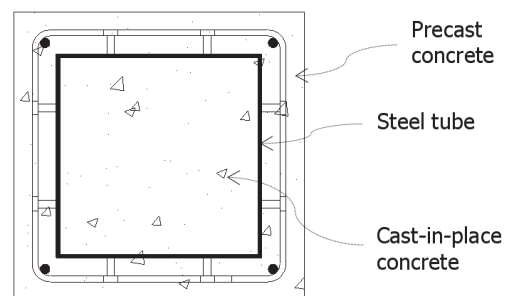


Fig. 1. Cross section of LW PC composite column

Note.-Discussion open until August 31, 2014. This manuscript for this paper was submitted for review and possible publication on August 18, 2013; revised January 13, 2014; approved on February 4, 2014.

Copyright © 2014 by Korean Society of Steel Construction

*Corresponding author.

Tel. +82-2-880-7053 Fax. +82-2-882-7053

E-mail. hojun1032@gmail.com

등의 양중무게를 감소시키며 현장에서의 이음도 줄일 수 있다. 기존 CFT기둥과 비교하여도 상대적으로 세장한 단면의 강관을 사용할 수 있으므로 경제적이고, 구조적으로는 피복PC에 의한 추가적인 강성, 내력, 내화성 등의 증진을 기대할 수 있다. 강재 보 및 프리캐스트 보와 함께 사용될 경우 공기 단축을 극대화시킬 수 있다.

LW PC 합성기둥이 현장에 적용되기 위해서는 다양한 보 시스템에 대한 접합부의 내진능력이 검증되어야 한다. 현행 설계기준인 KBC 2009에서는 보-기둥 접합부의 변형능력으로 중간모멘트골조에 대하여 2% 층간변위각, 특수모멘트골조에 대하여 4% 층간변위각을 요구하고 있다.

Nakamura *et al.*^[2]은 원형 강관을 이용한 콘크리트피복 충전 강관기둥에 대하여 보-기둥 접합부 실험을 수행하였으며, Miyauchi *et al.*^[3]은 각형 강관을 이용한 콘크리트피복 충전 강관기둥에 대하여 보-기둥 접합부 실험을 수행하였다. 그러나 Nakamura 등은 중공률(기둥 전체단면적 대비 내부 콘크리트 단면적)이 최대 29%인 기둥에 대해서 실험하였으며, Miyauchi 등은 보를 기둥에 비해 과안전축으로 설계하여 접합부의 강도를 적절히 평가하지 못했다. 또한, H형 강재보를 적용한 접합부였으며 프리캐스트 콘크리트보를 적용한 접합부에 대한 연구결과는 없었다.

본 연구에서는 LW PC 합성기둥 접합부의 내진성을 검증하기 위해 강재보 및 프리캐스트 콘크리트 보에 대한 보-기둥 접합부 실험을 수행하였다. LW PC 합성기둥은 주목적이 PC 기둥의 경량화이므로 높은 중공률 확보를 위해서 피복콘크리트의 두께를 가급적 얇게 설계하는 것이 중요하다. 이전 연구^[1]에서 사용된 기둥의 중공률 50%를 고려하여, 후속 연구인 본 실험에서는 LW PC 합성기둥의 중공률을 45%로 설계하였다. 대형기둥의 경우 중공률은 더 증가할 수 있다. 강재보와 PC보에 대한 접합부 상세를 개발하였으며 주기하중 실험을 통해 접합부의 하중재하능력, 파괴모드, 변형능력, 에너지소산능력 등을 평가하였다.

2. 실험 계획

LW PC 합성기둥을 이용한 보-기둥 접합부 실험체는 외부접합부를 모사하여 T형으로 제작하였으며 보 단부를 수직으로 반복가력 하였다(Fig. 2). 강재보-기둥 접합부 실험체 BC1, BC2와 프리캐스트 콘크리트 보-기둥 접합부 실험체 BC3, BC4의 상세는 Table 1과 Fig. 3, Fig. 4에 나타나 있다.

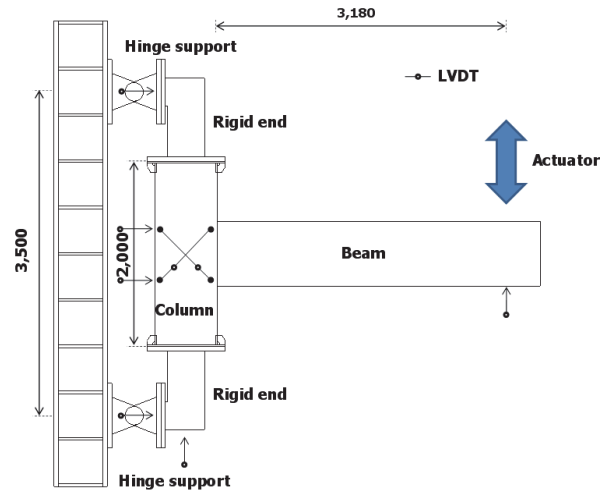


Fig. 2. Test setup

기둥은 2/3 축소모델로서 단면크기가 670mm×670mm이며 상세는 모든 실험체에서 동일하게 설계하였다. 강재보 실험체는 보 축을 실험변수로 하여 BC1은 H-488×300×11×18(SM490), BC2는 H-588×300×12×20(SM490)을 사용하였으며, 프리캐스트 콘크리트 보 실험체는 축을 700mm로 하여 주철근비를 변수로 하였다. 보의 순길이는 3,180mm이며 기둥의 순높이는 3,500mm이다(Fig. 2). 본 실험에서는 기둥을 2/3으로 축소하고 보에 대해서는 실제크기의 부재를 사용했음에도 불구하고, 기둥과 보의 휨모멘트 성능비는 2.20~3.02로서 강기둥-약보로 설계되었다. 본 실험에서는 접합부 연결부의 거동특성을 파악하기 위하여 BC1, BC2의 경우 연결부의 소성화도 고려했던 설계가 이루어졌다.

LW PC 합성기둥에는 450mm×450mm(SM490)의 각형 강관을 용접조립하여 사용하였으며 강관두께는 8mm이다. 피복 콘크리트의 두께는 110mm로 설계하였으며, 이 때 LW PC 합성기둥의 중공률은 45%가 된다. 철근 상세로는 SD500 철근 4-D25를 네 모서리에 길이방향으로 배치하였으며, 횡철근으로서 SD400 철근 D13을 180mm(=기둥단면폭의 약 1/3.7) 간격으로 설치하였다. 강재와 피복콘크리트 사이에 미끄러짐이 발생하지 않고 완전합성으로 거동할 수 있도록 전단연결재 8개를 360mm 간격으로 배치하였다. 피복콘크리트의 균열과 탈락을 방지하기 위하여 SD400 철근 8-D16을 길이방향으로 추가로 배근하고, 전단연결재와 태그용접하는 LW PC 합성기둥의 특별상세를 그대로 적용

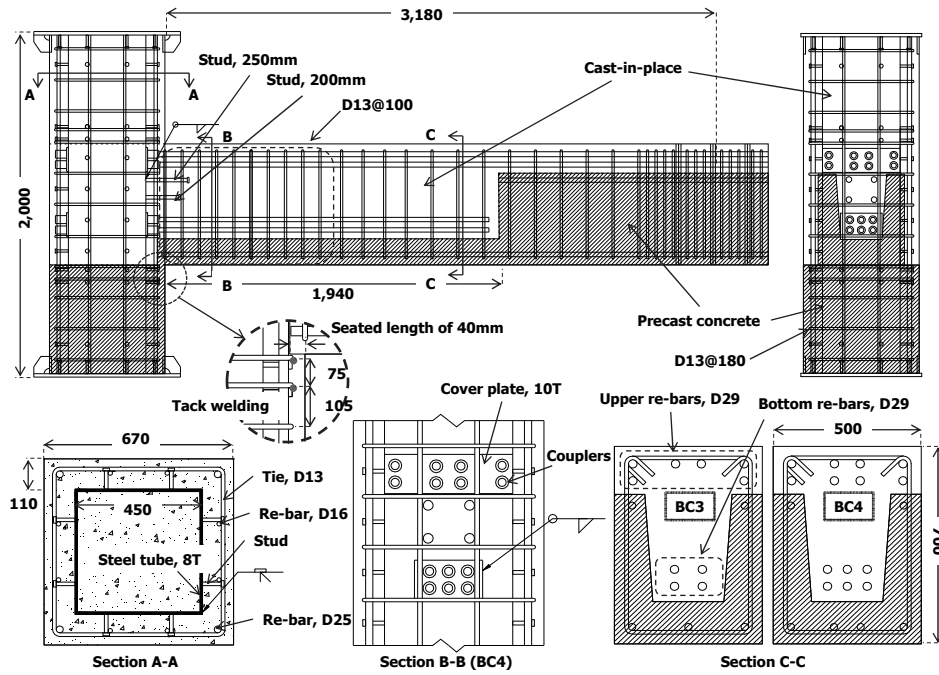


Fig. 3. Dimensions and details of BC1 and BC2

Table 1. Properties of test specimens and materials

Specimens		BC1	BC2	BC3	BC4
Beam	Type	Steel beams (H-section)		PC beams (U-type shell)	
	Section dimensions (mm)	488×300×11×18	588×300×12×20	500×700	
	Yield strength of flange (MPa)	382	406	-	
	Yield strength of web (MPa)	437	409	-	
	Yield strength of continuity plate (MPa)	421		-	
	Concrete strength (MPa)	-	-	43.5 (Precast) 39.2 (Cast-in-place)	
	Upper re-bars	-	-	6-D29 (SD500)	8-D29 (SD500)
	Bottom re-bars	-	-	4-D29 (SD500)	6-D29 (SD500)
	Yield strength of re-bars (MPa)	-	-	543	
	Negative plastic moment ¹⁾ (kN·m)	1166	1688	591	843
	Positive plastic moment ¹⁾ (kN·m)			1179	1491
Column	Section dimension (mm)	□-670×670			
	Tube dimension (mm)	□-450×450 (<i>t</i> = 8mm)			
	Concrete strength (MPa)	35	43.5	39.2 (43.5 ²⁾)	
	Yield strength of steel tube (MPa)	430			
	Longitudinal re-bars	4-D25(SD500), 8-D16(SD400)			
	Flexural capacity ³⁾ (kN·m)	1745	1858	1779	
Column to beam moment ratio	2.99	2.20	3.02 ⁴⁾	2.39 ⁴⁾	

¹⁾Calculated using actual material strengths

²⁾Concrete strength of the bottom PC cover

³⁾Precast concrete was considered and nominal yield strengths were applied for longitudinal bars

⁴⁾Ratio for negative plastic moments of the beams

하였다(Fig. 3). 기둥의 내부콘크리트와 외부콘크리트는 분리되어 있지만 기본적으로 동일 강도의 콘크리트를 타설하였다.

BC1, BC2는 연속판(혹은 관통다이아프램)을 사용하여 보 플랜지를 기둥 강관과 연결하였다. 또한 연속판과 보 플

랜지를 직접 용접하여 응력전달이 명확하기 때문에 AISC Seismic Provision^[4]은 내진구조에 연속판의 사용을 권장하고 있다. 연속판의 두께는 보 플랜지의 두께를 고려하여 25mm로 하였다. 콘크리트의 충전성을 보장하기 위하여 연속판의 중앙부와 모서리에는 각각 타설구와 공기구멍을 설

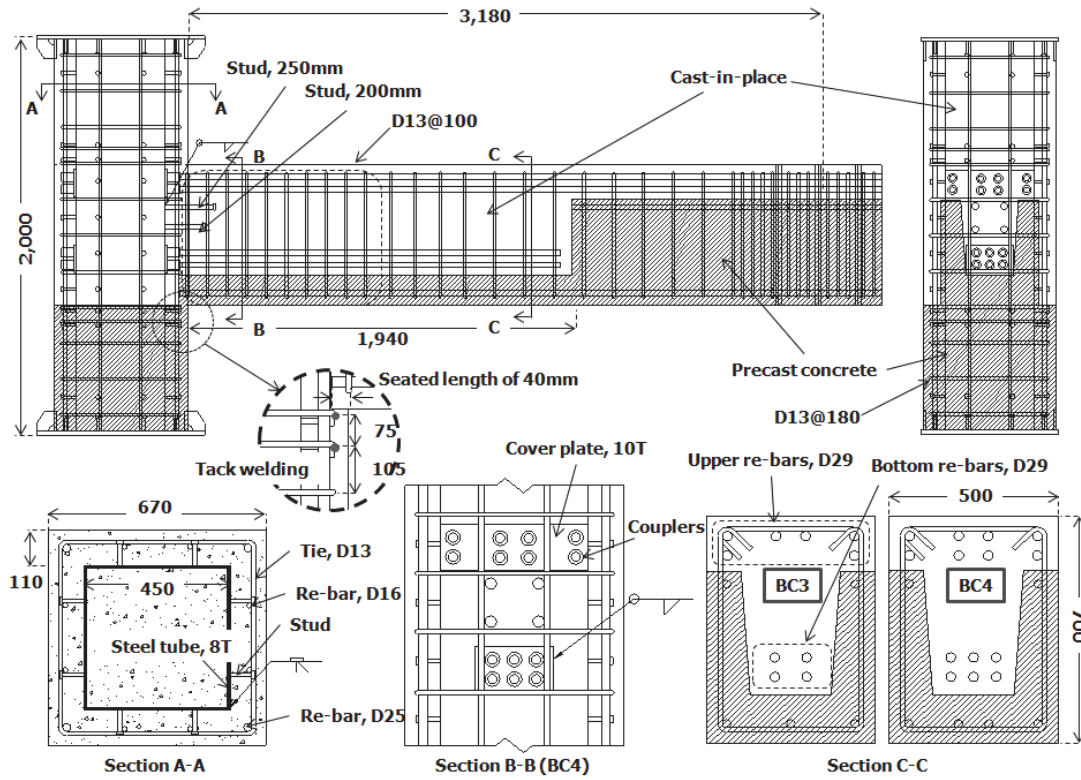


Fig. 4. Dimensions and details of BC3 and BC4

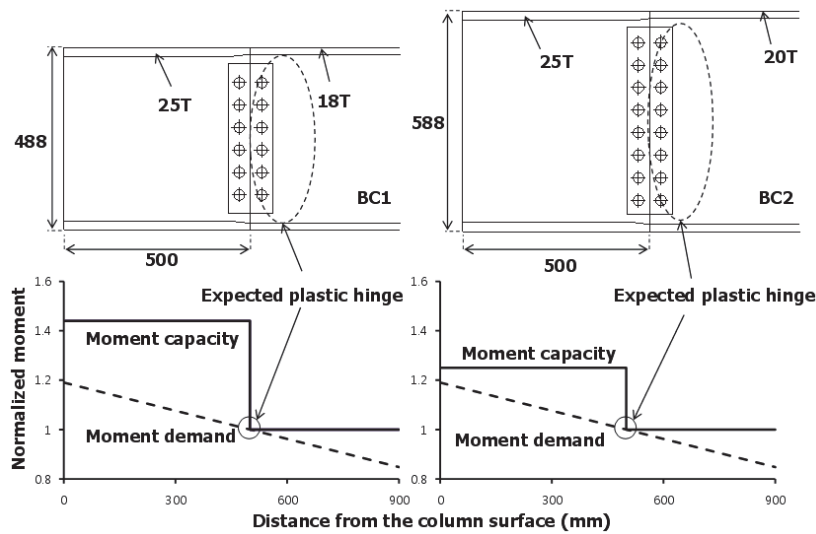


Fig. 5. Expected plastic hinges of BC1 and BC2

치하였다.

BC1, BC2에서는 연속판을 확장하여 기둥면에서 500mm 만큼 떨어지도록 브라켓을 만들었으며 플랜지는 용접으로 웹브는 고력볼트 이음으로 보단부와 연결하였다. 이때 보 소성힌지는 Fig. 5에서처럼 브라켓 밖에서 형성된다고 가정하였다.

BC3, BC4는 U형 PC셀을 이용한 보-기둥 접합부 실험체로서 실제 시공에서 접합부 부분의 피복콘크리트는 현장에서 타설된다. 따라서 실험에서도 콘크리트를 분리 타설하여 제작하였다. 보의 PC 부분과 보가 걸쳐지는 기둥의 피복콘크리트 하부를 먼저 타설(1차타설)하고 보 내부와 피복콘크리트의 나머지 부분을 동시에 타설(2차타설)하였다. Im *et al.*^[5]은 PC셀과 기둥의 모서리에 보강철물을 설치하여 반복거동으로 인한 콘크리트의 조기 탈락을 방지하였으나 본 실험에서는 보강철물 대신 횡철근을 피복PC에 보강하여 지압파괴를 방지하였다. U형 PC셀의 걸침길이는 횡철근에 대한 피복두께를 고려하여 40mm이다.

보의 휨철근은 현장에서 커플러에 의해 접합부와 연결된다. 커플러를 강관의 양 쪽 면에서 체결함으로써 외부접합부에서 철근의 정착 역할을 하고, 현장에서의 철근 이음이 가능하도록 하였다. 커플러는 주기하중을 받는 보 철근의 미끄러짐 변형을 방지하고 힘을 강관에 직접 전달하는 역할도 한다. 철근의 관통으로 인한 강관의 단면손실을 보완하기 위하여 두께 10mm의 보강판을 강관에 용접하여 일체화시켰다. 내부접합부의 경우에는 커플러 없이 보철근을 관통시켜서 배치할 수 있다.

BC3은 상부철근으로 6-D29(SD500)을 배치하였으며 하부철근으로 4-D29(SD500)을 배치하였다. BC4는 상부철근으로 8-D29(SD500)을 배치하였고 하부철근으로 6-D29(SD500)을 배치하였다. 반복하중재하로 인한 보 주철근의 좌굴을 방지하기 위하여 콘크리트 특수모멘트골조 기준에 따라 횡철근 D13@100mm(SD400)를 보 춤의 2배인 1,400mm 구간에 걸쳐서 배치하였다. 그러나 중앙 휨철근을 위한 크로스타이는 배치하지 않았다. 기둥 피복콘크리트의 탈락을 방지하고 보의 전달력을 강관에 직접 전달하기 위하여 스티드 4개를 강관에 용접하여 PC보의 내부콘크리트와 연결하였다. 스티드의 정착부에서 콘크리트 응력의 집중을 방지하기 위하여 상부 스티드 길이를 250mm, 하부 스티드 길이를 200mm로 다르게 설계하였다.

실험체에 사용된 강재, 철근, 콘크리트의 재료시험 결과

는 Table 1에 나타나 있다. 일반적으로 내진구조에서는 비탄성 변형능력과 용접성이 뛰어난 건축구조용 SN/SHN 강재 혹은 TMC 강재를 사용하는 것이 바람직하다. 그러나 본 연구에서는 자재수급이 용이한 용접구조용 SM 강재를 사용하였다. 강관에 사용된 강관 8T(SM490)는 항복강도 430MPa, 인장강도 538MPa, 연신율 21.3%이다. 보 웹브에 사용된 11T 및 12T 강관(모두 SM490)은 각각 항복강도 437MPa, 409MPa, 인장강도 541MPa, 557MPa, 연신율 22.9%, 25.9%이다. 보 플랜지에 사용된 18T 및 20T 강관(모두 SM490)은 각각 항복강도 382MPa, 406MPa, 인장강도 507MPa, 555MPa, 연신율 28.5%, 25.8%이다. 연속판에 사용된 25T 강관(SM490)은 항복강도 421MPa, 인장강도 542MPa, 연신율 29.7%이다. 철근 D13(SD400)과 D29(SD500)은 각각 항복강도 479MPa, 543MPa, 인장강도 599MPa, 676MPa이다. BC1, BC2의 기둥에 사용된 콘크리트의 압축강도는 강관의 내외부 동일하게 각각 35MPa, 43.5MPa이다. 언급한 바와 같이 BC3, BC4는 콘크리트 두 차례에 걸쳐 타설하였으며 압축강도는 1차타설이 43.5MPa, 2차타설이 39.2MPa이다. 용접재료는 사르피노치인성(86 joule@0°C)값을 만족하는 FCAW 용접재 YFW-C50DR을 사용하였다.

가력 계획은 KBC 2009^[6]의 강구조 보-기둥모멘트접합부의 가력방법인 Table 2를 따랐다. 보 단부에서 최대용량 2,000kN, 최대스트로크 ±250mm인 액츄에이터를 사용하여 반복가력 하였다. 보에 부모멘트(상부 플랜지 및 휨철근 인장)가 가해질 때의 하중방향을 정(+)으로 한다. 반복가력 시 실험체에 비틀림이 발생하지 않도록 보에 횡지지를 설치

Table 2. Cyclic loading program

Number of cycles	Drift ratio (%)	Displacement (mm)
6 cycles	± 0.375	13.18
6 cycles	± 0.5	17.58
6 cycles	± 0.75	26.36
4 cycles	± 1.0	35.15
2 cycles	± 1.5	52.73
2 cycles	± 2.0	70.3
2 cycles	± 3.0	105.45
2 cycles	± 4.0	140.6
2 cycles	± 5.0	175.75
2 cycles	± 6.0	210.9
2 cycles	± 7.0	246.05

하였다. Fig. 2와 같이 LVDT를 이용하여 하중재하점 변위, 패널존 변형, 지지점 변위 등을 계측하였다. 또한 변형률 게이지를 설치하여 강관, 강재보, 철근 등의 변형률을 계측하였다.

3. 실험 결과

3.1 하중-변위 관계

Fig. 6은 실험체 보 단부에서의 수직 하중과 보 단부 변위의 관계를 나타낸다. 여기서 보 단부 변위는 가력점 수직 변위로부터 지지점에서 강체변위를 제거한 값이다. 보 회전각은 보 단부 변위로부터 보 순거리 3,180mm를 나눈 값이다. P_n^+ 와 P_n^- 는 보의 소성모멘트를 근거로 계산한 보 단부에서의 예측강도이며, 이 때 가력점과 예상 보소성인 지 간 거리는 강재보 접합부에서는 2,680mm이고, PC보 접합부에서는 3,180mm이다. BC1, BC3, BC4는 공칭강도

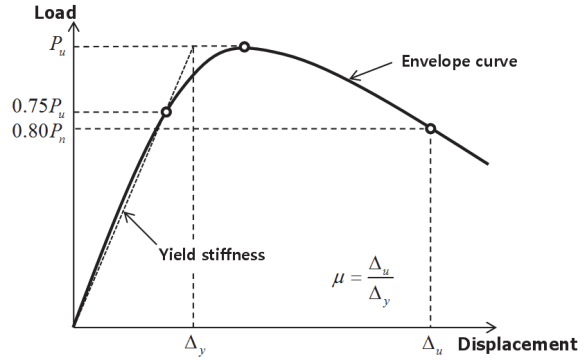


Fig. 7. Definitions of yield displacement, maximum displacement, and stiffness

를 초과하는 하중재하능력을 보였으며 BC2는 예측강도에 미달했다. BC1과 BC2는 회전각 3%에서 최대하중에 도달하였으며 BC1은 회전각 4%까지 하중수준을 유지하였다. BC3와 BC4는 회전각 3%에서 부모멘트의 최대하중에 도달한 후 하중재하능력이 서서히 감소하였으며, 정모멘트 방향으로는 회전각 5%까지 하중이 떨어지지 않았다. BC2를

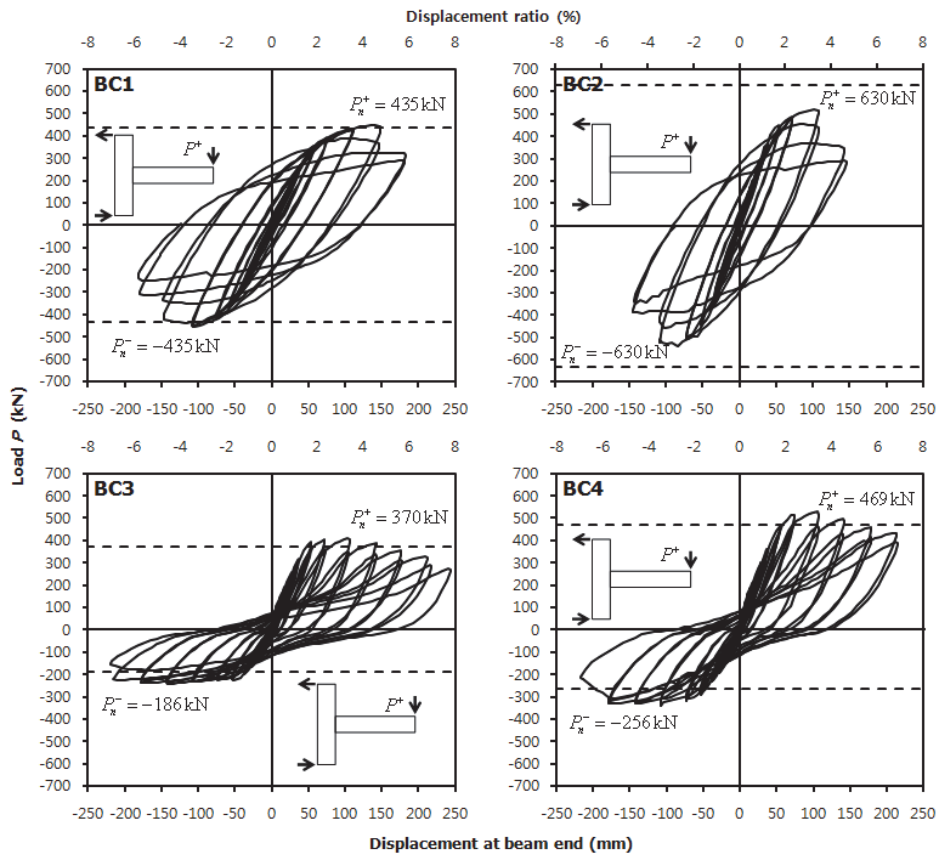


Fig. 6. Load-displacement relationships of specimens

제외한 모든 실험체는 특수모멘트골조의 요구사항인 회전각 4%를 만족하는 변형능력을 보였다. 특히 PC보를 적용한 BC3와 BC4의 경우 커플러 정착으로 인하여 주근과 콘크리트의 부착파괴와 핀칭현상이 제한적이었으며 일반적인 콘크리트 보에 해당하는 우수한 변형능력과 에너지소산능력을 나타냈다.

Table 3에는 항복 변위 및 최대 변위가 나타나 있다. Fig. 7^[7]에서 정의된 바와 같이, 항복 변위 Δ_y 는 포락곡선에서 원점과 최대하중 P_u 의 75% 수준인 점을 잇는 할선장선이 최대하중에 도달했을 때의 변위로 정의하였다. 최대 변위 Δ_u 는 최대하중 도달 후 하중재하능력이 공칭강도 P_n 의 80%일 때의 변위이다. 연성도 μ 는 최대 변위와 항복 변위의 비율로서 나타낸다. 강재보 접합부인 BC1, BC2는 항복 회전각이 1.7~2.2%였으며 PC보 접합부인 BC3, BC4는

항복 회전각이 1.2~1.7%였다. 연성도는 휨철근양이 적은 BC3가 4.97((+)방향), 6.15((-)방향)로 가장 우수했으며 BC2는 회전각 4%에서 하중재하능력이 감소하면서 연성도는 1.95((+)방향), 2.01((-)방향)로 가장 작았다.

Fig. 8은 각 회전각에서 반복주기하중에 의한 접합부 실험체의 강도 저하비를 나타낸다. 각 회전각의 두 번째 사이클에서의 강도를 동일 회전각의 첫 번째 사이클에서의 강도로 나눈 값으로서 강도비를 정의하였다. Fig. 8에 나타나 있듯이, 강재보 접합부 실험체인 BC1, BC2는 작은 회전각에서는 강도비가 1.0에 근사하다가, BC1은 회전각 4%에서, BC2는 회전각 3%에서 두 번째 사이클의 하중재하능력이 크게 감소함을 알 수 있다. PC보 접합부 실험체인 BC3, BC4는 보 휨철근과 콘크리트의 부착파괴 및 PC셀의 하부 피복콘크리트 탈락으로 인하여 주기하중 초기부터 강도 저

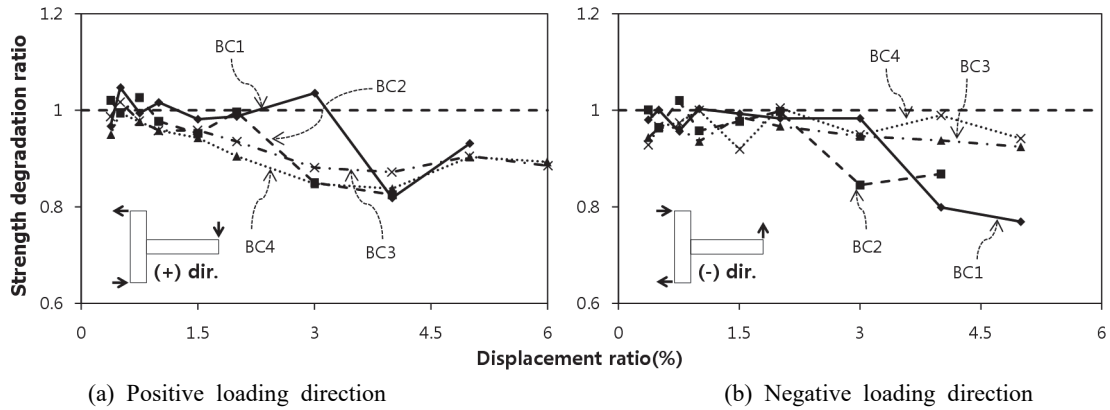


Fig. 8. Cyclic strength degradation of 2nd load cycles at each displacement level

Table 3. Summary of test results

Specimens	Load-carrying capacity		Deformation capacity			Yield stiffness $k_y (=P_u/\Delta_y)$, kN/mm	Failure mode
	Predicted strength P_n , kN	Maximum strength P_u , kN (%)	Yield displacement Δ_y , mm (%)	Maximum displacement Δ_u , mm (%)	Ductility $\mu (= \Delta_u/\Delta_y)$		
BC1	(+) dir.	435	448(4.3)	70.6(2.2)	170.1(5.3)	2.41	Failure of continuity plate
	(-) dir.	-435	-455(3.3)	-63.2(2.0)	-163.0(5.1)	2.58	
BC2	(+) dir.	630	521(3.2)	55.6(1.7)	108.2(3.4)	1.95	Failure of continuity plate
	(-) dir.	-630	-539(2.7)	-59.2(1.9)	-119.2(3.7)	2.01	
BC3	(+) dir.	370	409(3.3)	46.2(1.5)	229.6(7.2)	4.97	Buckling of upper re-bars
	(-) dir.	-186	-242(4.4)	-38.3(1.2)	-235.4(7.4)	6.15	
BC4	(+) dir.	469	528(3.3)	54.5(1.7)	241.5(7.6)	4.43	Buckling of upper re-bars
	(-) dir.	-256	-340(3.4)	-54.1(1.7)	-209.7(6.6)	3.88	

감 현상이 나타났다. 특히 부모멘트 방향(Fig. 8(a))의 경우 회전각이 커질수록 강도비가 작아지는 반면 휨모멘트 강도가 상대적으로 작은 정모멘트 방향(Fig. 8(b))으로는 강도비가 감소하지 않았다.

3.2 균열 및 파괴양상

Fig. 9과 Fig. 10은 실험체의 균열 및 파괴양상을 보여준다. 그림에서 알 수 있듯이 BC1과 BC2는 강재보 접합면의 기둥 피복콘크리트가 광범위하게 탈락하였다. 이는 보로부터 전달되는 인장력에 의하여 연속판과 강관이 항복하면서 피복콘크리트도 함께 손상되었음을 보여준다. BC1, BC2는 하중도입 초기(회전각 0.375%)부터 패널존과 보 접합면에 미세한 균열이 고르게 발생하였으나 각각 회전각 3%, 2%에서 보 접합면의 균열 폭이 커지기 시작하였으며 4%, 3% 회전각에서는 피복PC가 완전히 탈락하였다. 실험

후에 강관에 부착한 변형률 게이지와 해체과정을 통해 접합부 연결부에서 큰 인장변형이 발생하였음을 확인할 수 있었다. 접합부 연결부의 계측결과와 내력평가는 3.3절과 4장에 나타나 있다. 한편 연속판과 브라켓의 경계 모서리에서는 인장파단이 발견되었는데, 이는 기하학적인 형상변화(Fig. 3)로 인한 응력집중이 원인으로 판단된다.

BC3, BC4는 휨철근이 완전히 항복하면서 보에서 소성힌지가 발생하였다. 상부 철근, 하부 철근 모두 회전각 1~1.5%에서 항복하였으며 커플러 파괴는 발생하지 않았다. 주기하중 도입 초기(회전각 0.375%)부터 보 단부를 중심으로 미세한 균열이 발생하기 시작하였으며 회전각이 증가하면서 균열의 범위는 패널존까지 확장되었다. 회전각 0.75%에서는 분리타설된 보 하부와 기둥 경계에서 미끄러짐이 관찰되었다. 보가 항복하면서부터는 손상이 보에 집중되었으며 최종적으로 보의 상부 철근이 국부좌굴하면서 파괴되었



Fig. 9. Damage modes after the end of testing

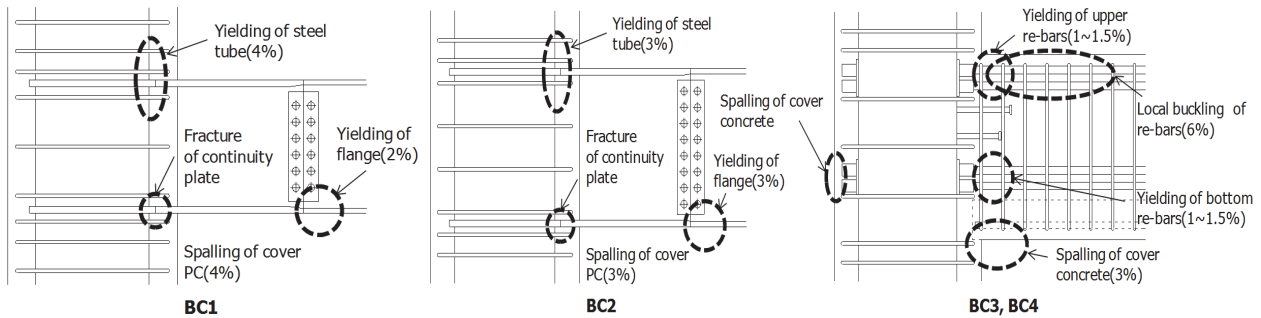


Fig. 10. Failure modes of test specimens

다. 상부철근의 경우 보 피복두께가 하부철근보다 얇기 때문에 국부좌굴이 발생하기 쉽다. 콘크리트의 탈락은 기둥보다는 보 PC부의 밑면에서 지배적으로 발생하였다.

BC3, BC4는 보 회전각 4%일 때 접합부 반대편 기둥 면에서 보 하부철근의 위치에 해당하는 피복콘크리트가 탈락하였다. 이 결과는 주기하중에 의하여 보철근의 항복이 접합부 내로 확산되어 소성인장변형 및 부착파괴가 발생하며, 이로 인해 압축력을 받을 때 커플러의 철근 정착이 유효하지 않다는 것을 보여준다. 특히 하부철근의 경우 철근양이 적기 때문에 큰 소성변형이 발생할 수 있으므로 설계 시 유의해야 한다. 큰 소성변형이 발생할 경우 철근마디의 부착만이 압축력에 유효하므로 접합부 내에 충분한 압축정착길이가 확보되어야 한다.

3.3 변형률 계측 결과

Fig. 11는 변형률 게이지의 계측 결과를 보여준다. BC3의 계측결과는 BC4와 비슷한 경향을 보였으므로 생략하였

다. Fig. 11(a)에서 BC1의 기둥면 브라켓은 탄성상태를 유지하였으며 기둥면으로부터 500mm 떨어진 플랜지는 크게 항복하였다. 한편 Fig. 11(d)에서 BC2의 보 플랜지는 대체로 탄성상태를 유지하였다. Fig. 11(g)에서 BC4의 상하부 주철근은 큰 인장 소성변형을 나타냈다. 이는 주기하중에서 철근의 인장 소성변형이 집중하기 때문이다. 하부철근의 경우 보 단면에서 깊게 배근되지 않았기 때문에 상부철근보다 작은 변형률을 나타냈다.

Fig. 11(c), (f)는 강재보를 적용한 BC1과 BC2에서 연속판과 인접한 강관 플랜지의 변형률을 보여준다. BC1과 BC2는 각각 회전각 4%와 3%에서 강관이 항복하고 큰 변형을 겪었으며 이는 Fig. 10에서 피복PC가 탈락한 시점과 일치한다.

Fig. 11(b), (e), (h)는 각각 BC1, BC2, BC4의 패널존 기둥 횡철근의 변형률을 보여준다. 패널존에는 3개의 횡철근이 있으며, BC1에서는 횡철근을 강재 보 웨브에 용접하여 정착시켰다. 한편 모든 실험체의 패널존 상하부에는 간격을 좁게 하여 각각 2개의 횡철근을 배치하였다(Fig. 3,

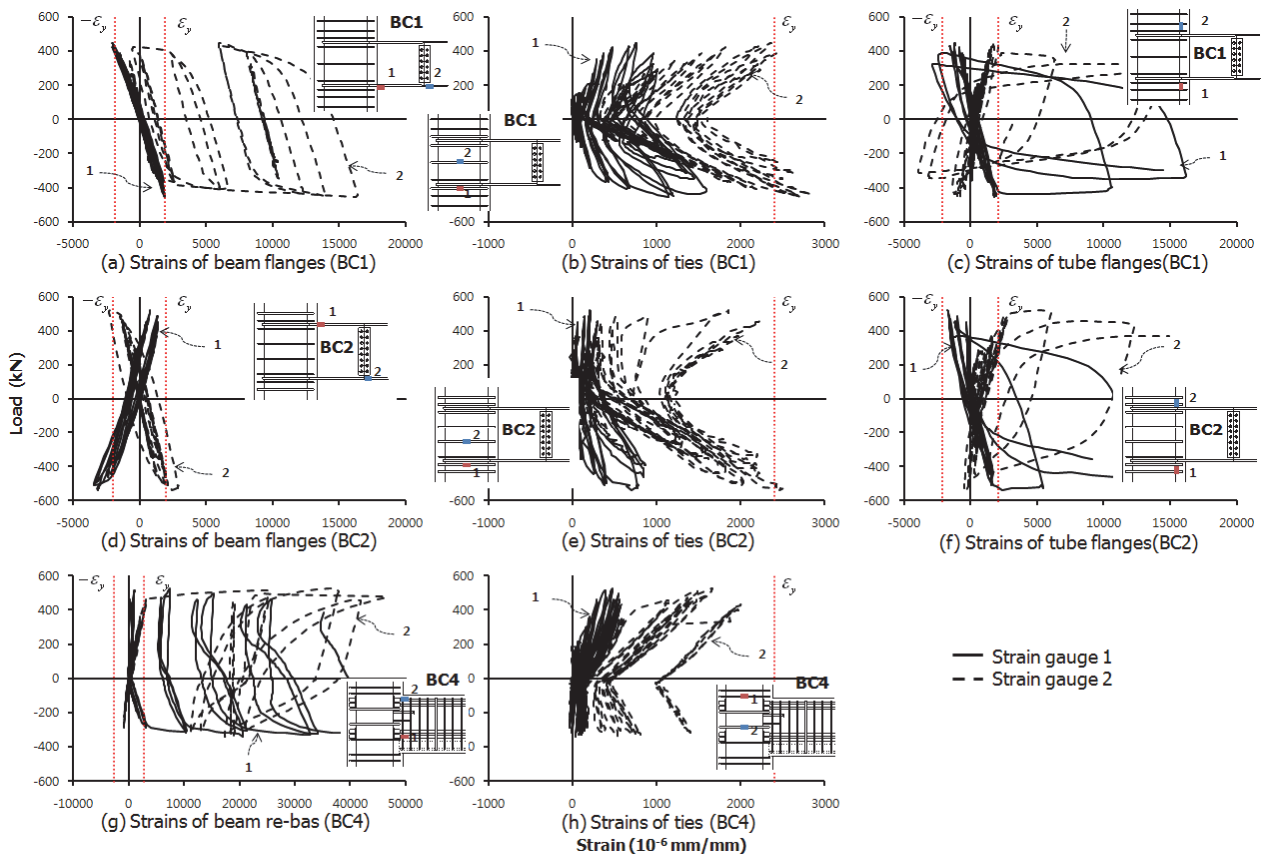


Fig. 11. Strain histories of specimens

4). 요구전단력이 커지면서 횡철근의 변형률이 증가하였으며, 변형률이 크게 증가하는 지점에서는 패널존에 대각 균열이 발생하였다. 패널존 가운데에 위치한 횡철근(BC1)은 항복하였으나 대체로 모든 횡철근이 탄성상태를 유지하였다. BC1과 BC4는 비슷한 하중재하능력을 보였으나 접합부에 파괴가 집중적으로 발생한 BC1에서 횡철근의 변형률이 크게 나타났다.

3.4 패널존 전단변형

Fig. 12은 보 회전각 증가에 따른 패널존의 전단변형각 γ_p 를 나타낸다. 각 사이클의 최대변위에서의 전단변형각을 나타냈으며 (+)방향 하중이 작용할 때 전단변형각은 음수를 취한다. γ_p 는 Fig. 2에서 패널존에 설치한 2개의 대각 변위계의 측정결과로부터 $\gamma_p = (\Delta_1 - \Delta_2) \sqrt{a^2 + b^2} / 2ab$ 로 구한다. Δ_1 과 Δ_2 는 대각변위계의 측정값이고 a 와 b 는 대각선에 해당하는 사각형의 가로, 세로 길이이다.

그림에서부터 대체로 BC1, BC2가 BC3, BC4보다 전단

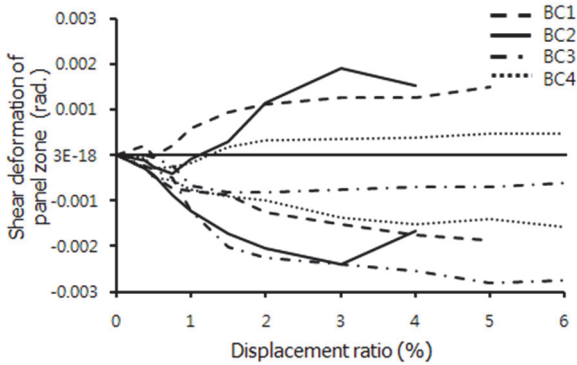


Fig. 12. Shear deformation of joint panel zone

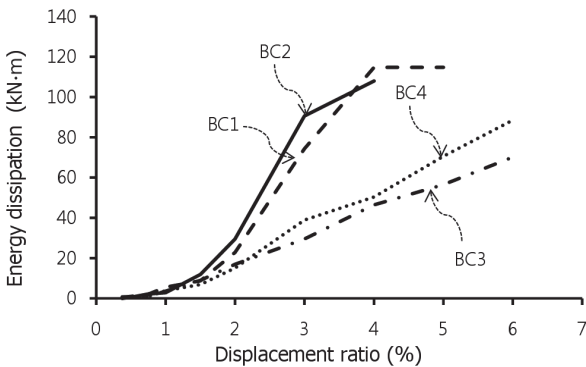


Fig. 13. Energy dissipation of joint specimens

변형이 크게 발생하였음을 알 수 있다. BC2의 전단변형각이 회전각 4%에서 감소한 것은 피복콘크리트가 탈락하면서 계측이 정확하게 이루어지지 않았기 때문이다. BC3, BC4의 경우 전단변형각이 그림에서 음수 영역으로 치우쳐 있는데 이는 정모멘트와 부모멘트의 크기가 달라 패널존의 변형도 불균형하기 때문이다. 접합부에 부모멘트가 작용할 때 하중이 더 크므로 이 때 발생한 대각 균열이 패널존 변형의 방향성을 결정한다.

3.5 에너지 소산 능력

Fig. 14는 접합부 실험체의 각 단부 회전각에 따른 에너지 소산량을 구한 것이다. 에너지 소산량은 Fig. 6의 하중-변위 곡선에서 각 하중 사이클이 이루는 폐곡선의 면적으로 정의한다. 실험체의 파괴양상으로부터 판단하였을 때, BC1과 BC2는 주로 접합부의 연결부에서 에너지소산이 이루어졌으며 BC3, BC4는 보의 소성힌지에서 에너지소산이 집중하였다.

BC2는 BC1보다 에너지 소산량이 컸으나 회전각 4%에서는 BC1의 에너지 소산량이 BC2보다 컸다. PC보를 적용한 접합부 실험체에서는 철근비가 큰 BC4가 BC3보다 큰 에너지

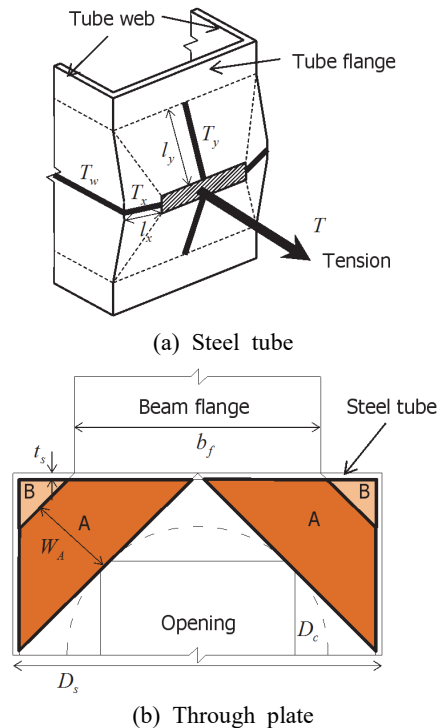


Fig. 14. Local transfer mechanism between beam flange and connection

지 소산량을 나타냈다. 한편 BC1, BC2의 강재량이 BC3, BC4의 철근량보다 많고 철근의 경우 콘크리트와의 미끄러짐이 발생하기 때문에 BC1, BC2의 에너지 소산량이 BC3, BC4보다 전반적으로 크게 나타났다.

4. 접합부의 연결부 강도 평가

LW PC 합성기둥과 같은 콘크리트피복충전 강관기둥의 경우 연구 자료가 많지 않아 아직까지 접합부의 강도를 평가할 수 있는 설계법이 개발되지 않았다. 그러나 기본적으로는 심부의 CFT가 구조의 뼈대를 이루며 얇은 피복두께가 사용될 경우 피복콘크리트에 의한 구속효과나 지압작용이 미미할 것으로 예상되며 내부 CFT만을 고려한 설계가 하나의 보수적인 대안이 될 수 있다^[3].

Table 4. Ultimate tensile strengths of connection (Fukumoto^[9])

Design formulas	Note
$T_y = \frac{(D_s - t_s)t_s^2}{l_y} f_{us}$	resistance of vertical member in tube flange
$T_x = \frac{(2l_y - t_r)t_s^2}{l_x} f_{us}$	resistance of horizontal member in tube flange
$T_w = 2 \left\{ \left(t_r + \frac{1+Y}{2} l_y \right) t_s f_{us} + h_c t_c f_{uc} \right\}$	resistance of tensile member in tube web
$T_c = \sqrt{2} W_A t_c f_{uc}$	resistance of continuity plate
$l_y = \sqrt{\frac{(D_s - t_s)(95t_x^3 + 81D_s t_s^2)}{190l_x^2 + 108D_s t_s}}$	length of vertical member in tube flange
$l_x = \frac{D_s - t_s - b_f}{2}$	length of horizontal member in tube flange
$W_A = \min(w'_A, w''_A, w'''_A)$ $w'_A = \frac{1}{2\sqrt{2}}(D_s + b_f + 2h_c - \sqrt{2}D_c)$ $w''_A = \frac{1}{2} \{ \sqrt{2}(D_s - 2t_s) - D_c \}$ $w'''_A = \sqrt{2} \left(\frac{b_f}{2} + t_s + h_c \right)$	effective width of continuity plate (A in Fig. 14)

b_f = width of beam flange
 D_c = diameter of opening in continuity plate
 D_s = width of steel tube
 f_{uc} = tensile strength of continuity plate
 f_{us} = tensile strength of steel tube
 h_c = extension length of continuity plate from steel tube
 t_r = thickness of beam flange including weld thickness
 t_s = thickness of steel tube
 Y = yield ratio of steel tube

연속판을 사용하는 강재보-CFT기둥 접합부 설계 시 고려해야 할 점은 주로 접합부패널의 전단강도와 접합부 연결부의 인장강도이다^[8]. 접합부 연결부는 보 플랜지의 응력을 접합부패널에 전달하는 강관 및 연속판으로 구성된 응력전달기구를 가리킨다. LW PC 합성기둥은 대형기둥(단면크기 900mm~1,100mm)을 위한 시스템이며 대형기둥일 경우 접합부패널의 전단강도는 내부 CFT만을 고려하여도 안전한 수준이라 할 수 있다. 한편 기둥 강관에는 판폭두께비가 큰 박판이 사용되고 플랜지 폭과 강관 폭의 차이가 크기 때문에 강관 면외방향으로의 하중에 취약할 수 있으며 이에 저항하기 위한 연속판의 설계에 유의하여야 한다.

본 연구에서는 접합부 연결부의 인장강도를 일본건축학회(이하 AIJ)의 콘크리트충전 강관구조 설계시공지침^[8]을 참조하여 평가하였다. 지침서에 의하면 접합부패널은 강관에 의한 구속으로 변형능력이 우수하며 소성화를 고려할 설계가 가능하지만, 접합부 연결부의 거동은 취성적이기 때문에 극한강도에 대하여 안전율을 둔 설계가 요구된다.

지침서는 강재보-CFT기둥 접합부 연결부의 인장강도 평가에 있어서 항복선이론에 기반한 Fukumoto^[9]의 평가 모델을 사용한다. 평가모델은 연속판이 삽입된 CFT 기둥의 양면에 보 플랜지를 설치하여 인장력을 가했을 때의 하중-변형 관계를 제공한다. Fig. 14는 접합부 연결부의 응력전달 메커니즘을 나타내고 있으며 연속판을 이용한 각형CFT 접합부에 적용 가능한 모델이다. 본 연구에서는 이 모델 중 극한강도만을 실험결과와 비교하였다. 인장력 T 에 대한 접합부 연결부의 저항은 다음 식 (1)과 같이 연속판의 저항력 T_c , 강관 플랜지의 면외방향 저항력 T_x 및 T_y , 강관 웹의 저항력 T_w 의 합으로 이루어진다.

$$T = T_y + \min(T_x, T_w) + T_c \quad (1)$$

연속판의 저항력은 Fig. 14(b)와 같이 사인장부재로 치환하였으며 플랜지로부터 직접 힘을 전달받는 A 부재와, A 부재와 강관의 변형에 의해서 내력을 발휘하는 B 부재로 나

Table 5. Ultimate strengths and moment capacity of connection

Specimens	Ultimate strengths of connection, kN					Moment capacity, kN·m
	T_y	T_x	T_w	T_c	T	
BC1	139	128	1911	2709	2976	1452
BC2						1750

는다. 강관 플랜지의 면외방향 저항력은 재축방향(y방향)과 둘레방향(x방향)으로 구성되며 둘레방향의 저항력 T_x 는 강관 웨브의 저항력 T_w 와 비교하여 둘 중 작은 하중이 고려되고 있다. 극한강도를 구하기 위한 T_y, T_x, T_w, T_c 는 Table 4에 나타나 있다. T_c 에서 연속판 모서리의 구멍(Fig. 3)을 고려하여 응력전달 모델의 B 요소는 고려하지 않았다.

Table 5는 평가식을 통해 계산한 접합부 연결부의 극한강도와 이에 따른 휨강도를 나타낸 것이다. 접합부 연결부의 강도는 BC1, BC2 모두 $T=2976kN$ 으로 동일하며, 강관이 크고 얇기 때문에 대체로 연속판($T_c=2709kN$)에 의해 저항됨을 알 수 있다. 접합부의 휨강도는 연결부 인장강도와 보 축의 곱으로서 계산하였으며 BC1는 $1452kN\cdot m$, BC2는 $1750kN\cdot m$ 이다.

Fig. 15는 앞선 Fig. 5에 접합부 연결부의 휨강도를 함께 고려하여 실제 파괴모드와 비교 분석한 것이다. BC1에서는 연결부의 강도가 보 소성모멘트에 의한 모멘트보다 크며 기둥면에서는 연결부 강도가 실험 강도와 비슷하다. 이는 보에서 먼저 항복이 발생한 이후 보의 모멘트가 변형률경화에 의해 증가함에 따라서 기둥면에서 연결부 파단이 발생하였다는 것을 가리키며 이 파괴모드는 실험결과와 동일하다. 반면에 BC2에서는 연결부 강도가 보 소성힌지 모멘트보다

상당히 작다. 이는 BC2의 파괴모드와 강도가 연결부의 항복에 의하여 지배되었다는 것을 가리키며 실제 실험에서의 파괴모드와 일치한다. 실험체 BC1, BC2에 있어서 피복PC로 인한 접합부 연결부의 극한강도 증가는 미미한 것으로 판단된다.

실험체에서는 연속판이 항복하였으나, 실무에서는 접합부 피복콘크리트의 조기손상 및 탈락을 방지하기 위하여 연결부의 항복을 억제하도록 설계하는 것이 바람직하다. 이를 위해서는 보 소성힌지 모멘트의 변형률경화 현상을 고려하여 요구모멘트의 125% 이상의 강도로 연속판을 설계하는 것이 바람직하다. 실제 현장에서는 본 연구에서 제작한 강관(450mm×450mm)보다 큰 단면(700mm×700mm이상)의 강관 사용을 목표로 하고 있기 때문에 연결부의 안전측 설계가 가능할 것으로 판단된다.

또한 브라켓이 접합부 연속판과 동일한 두께의 강관으로 일체로 제작될 경우, 본 연구에서와 같이 소성힌지는 브라켓과 보의 이음부 부근(즉, 보-보 이음부)에서 발생하도록 유도된다. 일반적으로 보가 직접 기둥에 접합되는 이음부에서는 응력집중 등의 영향에 의해 취성파괴가 일어나기 쉬우며, 따라서 해당 이음부에서 볼트이음과 단면 변화 등은 바람직하지 않다. 그러나 보-보 이음에서의 취성파괴는 명확한 보고가 없으며, 본 실험에서도 연속판의 항복으로 보-보 이음의 연성능력을 충분히 검토하지 못하였기 때문에 이에 대하여 추가적인 연구가 필요하다.

5. 결론

본 연구에서는 콘크리트피복 CFT기둥인 LW PC 합성기둥의 접합부 내진성능을 평가하기 위하여 강재보에 대한 외부접합부 실험체 2개와 PC보에 대한 외부접합부 실험체 2개를 제작하여 주기하중실험을 수행하였다. 강재보의 초과 PC보의 휨철근량을 실험변수로 하여 접합부의 구조성능을 평가하였으며 주요 실험결과는 다음과 같다.

- (1) BC2를 제외한 BC1, BC3, BC4는 현행설계기준이 제시하는 보의 휨모멘트성능을 초과하는 하중재하능력을 보였으며, 특수모멘트골조의 요구조건인 층간변위각 4% 이상의 변형능력을 나타냈다.
- (2) 강재보를 적용한 접합부 실험체인 BC1은 소성모멘트 강도를 발휘하였으나 최종적으로 접합부 연결부의 인

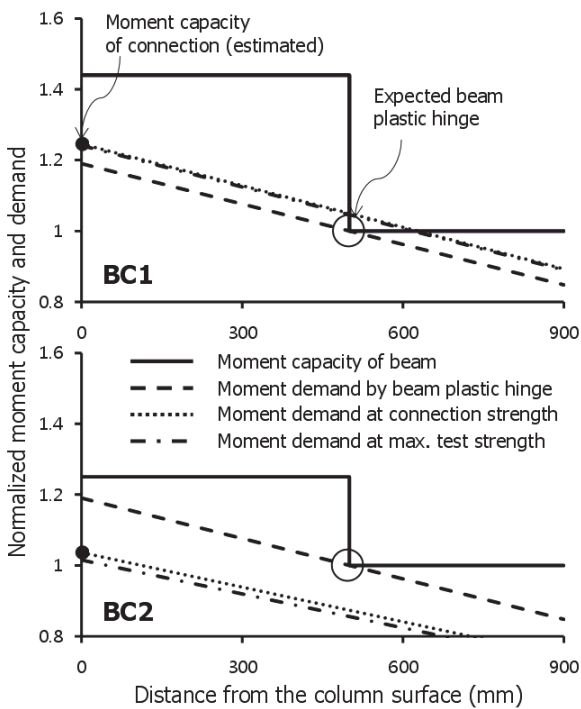


Fig. 15. Failure modes of specimen BC1 and BC2

장파괴로 내력이 저하하였으며 BC2는 예측강도에 도달하기 전에 연결부가 조기에 파괴되었다.

- (3) PC보를 적용한 BC3, BC4는 6% 회전각에서 상부철근의 국부좌굴이 발생할 때까지 우수한 변형능력을 나타냈다. 큰 비탄성 변형에서 철근의 소성인장변형으로 인한 부착파괴가 접합부에서 발생하였으며 이로 인해 압축력을 받을 때에는 접합부에서 커플러의 철근 정착이 유효하지 않았다.
- (4) BC1, BC2의 강재량이 BC3, BC4의 철근량보다 많고 철근의 경우 콘크리트와의 부착 미끄러짐이 발생하기 때문에 BC1, BC2의 에너지 소산량이 BC3, BC4보다 2배 정도 크게 나타났다.
- (5) 기존의 CFT 기둥 접합부를 위한 설계식을 토대로 BC1, BC2에 대하여 접합부의 연결부 강도를 평가하였으며, 이는 실험체의 실제 강도 및 파괴모드와 일치하였다.

본 연구에서는 강기둥-약보로 설계된 접합부에 대한 성능을 연구하였으며, 기둥의 항복이나 손상이 접합부에 미치는 영향을 고려하기 위해서는 추가적인 연구가 필요하다.

감사의 글

본 연구는 신세계건설, 더나은구조, 우림PC, 삼환까무의 연구비 지원과 한국건설교통기술평가원의 2009년도 첨단 도시개발사업(09 R&D A01) 및 R&D정책인프라사업(11기술표준화09-01)의 일련으로 수행되었으며 이에 감사드립니다.

참고문헌(References)

[1] 이호준, 박홍근, 김성배, 박성순(2014) 프리캐스트 콘크리트에 의해 피복된 콘크리트충진 강관기둥의 편심압축실험, 한국강구조학회논문집, 한국강구조학회, 제26권, 제1호, pp.31-42.
 Lee, H.J., Park, H.G., Kim, S.B., and Park, S.S. (2014) Eccentric Axial Load Test for Concrete-Filled Tubular Columns Encased with Precast Concrete, *Journal of Korean Society of Steel Construction*, KSSC, Vol.26, No.1, pp.31-42 (in Korean).

[2] 中村雄治, 松尾彰, 上浦一成(1999) 材料の組み合わせを

考慮した充被覆型鋼管コンクリート柱の耐力と変形性能, 日本建築学会技術報告集, 日本建築学会, 第5巻, 第7号, pp.39-44.

Nakamura, Y., Matsuo, A., and Ueura, K. (1999) Ultimate Strength and Plastic Deformation Capacity of CFT Columns with Covering RC Considering Material Combination, *AIJ Journal of Technology and Design*, Architectural Institute of Japan, Vol.5, No.7, pp.39-44 (in Japanese).

[3] 宮内靖昌, 福原武史, 廣重隆明, 武藤肇(2010) 充填被覆形鋼管コンクリート造の構造性能に関する実験的研究: その2 柱梁接合部の構造性能(合成構造柱(1),構造III), 学術講演梗概集: C-1, 構造III, 日本建築学会, pp.1361-1362.

Miyauchi, Y., Fukuhara, T., Hiroshige, T., and Muto, K. (2010) Seismic Behavior of Reinforced Concrete Covered CFT Structural Elements, Part 2: Performance of Steel Beac-Column Joints, *Summaries of Technical Papers of Annual Meetings of Architectural Institute of Japan: C-1, Structures III*, AIJ, pp.1361-1362 (in Japanese).

[4] American Institute of Steel Construction (2005) *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings* (ANSI/AISC 341-05), USA.

[5] 임형주, 박홍근, 엄태성, 강수민(2010) 프리캐스트 콘크리트 U형 셸 공법 보-기둥 접합부의 내진성능, 한국콘크리트학회논문집, 한국콘크리트학회, 제22권, 제6호, pp.741-751.

Im, H.-J., Park, H.-G., Eom, T.-S., and Kang, S.-M. (2010) Earthquake Resistance of Beam-Column Connection of Precast Concrete U-Shaped Shell Construction, *Journal of the Korea Concrete Institute*, KCI, Vol.22, No.6, pp. 741-751 (in Korean).

[6] 대한건축학회(2009) 건축구조기준 (KBC 2009) 및 해설, 기문당.
 Architectural Institute of Korea (2009) *Korea Building Code (KBC 2009) and Commentary*, Kimoon dang, Korea (in Korean).

[7] Park, R. (1988) State-of-the-Art Report on Ductility Evaluation from Laboratory and Analytical Testing, *Proceedings of the 9th World Conference on Earthquake Engineering (Vol. 8)*, Japan Association for Earthquake Disaster Prevention, Japan, pp.605-616.

[8] 日本建築学会(2008) コンクリート充填鋼管構造設計施工指針 (第2版), 日本建築学会, 日本.
 Architectural Institute of Japan (2008) *Recommendations for Design and Construction of Concrete Filled Steel Tubular Structures* (2nd Ed.), AIJ, Japan (in Japanese).

[9] 福元敏之(2007) 콘크리트 충전 각형 강관 기둥-철골梁 접합부局部的弾塑性性狀に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 日本建築学会, 第72巻, 第617号, pp.177-184.
Fukumoto, T. (2007) Local Elasto-Plastic Behavior of

Steel Beam to Concrete-Filled Square Steel Tube Column Moment Connections, *Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ)*, Architectural Institute of Japan, Vol.72, No.617, pp.177-184 (in Japanese).

요 약 : 본 논문에서는 콘크리트충전 각형강관에 구조용 피복콘크리트를 적용한 합성기둥 접합부의 내진 성능을 평가하였다. 이를 위하여 두 개의 강재 보와 두 개의 프리캐스트 콘크리트 보에 대한 접합부 실험체를 제작하고 반복주기하중실험을 실시하였다. 2/3 축소모델인 기둥 단면은 670mm이고 보축은 강재보의 경우 488mm, 588mm, PC보의 경우 700mm이다. 강재 보는 보의 축을 실험 변수로 하였으며 PC보는 보의 휨철근비를 실험 변수로 하였다. 프리캐스트 콘크리트 보의 상부 휨철근비는 1.1%, 1.5%이다. 플랜지는 연속강관을 사용하여 강관과 연결하였으며 휨철근의 정착 및 이음을 위해서는 커플러를 적용한 특수 상세가 사용되었다. 실험결과, 하나의 강재보 실험체를 제외한 모든 실험체는 특수모멘트골조 기준인 4% 이상의 회전각을 발휘하였다. 특히 PC보 실험체는 강도와 변형능력, 에너지 소산에 있어서 우수한 성능을 보였다.

핵심용어 : 보-기둥 접합부, 콘크리트피복충전 강관기둥, 프리캐스트 콘크리트 보, 강재보, 주기하중 실험
