

헌치를 이용하여 보강된 RC 보-기둥 외부접합부의 반복이력 특성

Hysteresis Characteristics of RC Exterior Beam-Column Joint Retrofitted with Haunch

이영욱^{1)*} · 박형권²⁾

Lee, Young Wook^{1)*} · Park, Hyeong Kyeon²⁾

¹⁾군산대학교 건축공학과, ²⁾대동보구조안전기술단

¹⁾Department of Architecture & Building Engineering, Kunsan National University, ²⁾Deadeulbo Structural Engineering Co.

/ A B S T R A C T /

To investigate the cyclic characteristics of the retrofitted exterior joints of RC frame with haunch, 70% scaled 6 beam-column exterior joint subassemblies were designed according to design guideline according to 1988 and tested with cyclic loading up to 3.5% story drift ratio. During the experiments axial forces are applied to columns to simulate gravity load. Experimental results shows that the strength of retrofitted specimens was increased steadily until 2.5% story drift ratio and their strengths increased more than 1.7 times of the non-retrofitted in case that main bar was bent away from exterior joint. The joint strength and effective stiffness of the retrofitted specimen was increased and results in more deformation capacity compared to the non-retrofitted.

Key words: RC, Exterior Beam-Column Joint, Haunch, Hysteresis, Retrofit

1. 서론

국내에서 내진설계가 1988년부터 적용되었지만, 시행 초기에 6층 이상의 건물만 내진설계 대상에 포함되었으며, 2005년부터는 3층 이상으로 내진설계 대상이 확대되었다. 따라서 현존하는 국내 건물 중 많은 건물이 중력하중에 대하여서만 설계되었으며 내진 설계가 되지 않았음을 의미한다. 이러한 저층 건물의 대부분은 철근콘크리트 골조(RC frame) 시스템으로 되어 있다.

미국의 경우에 중력하중에 대하여 설계된 철근콘크리트 골조(frame)에 대하여 지진하중에 대한 저항 능력 파악하기 위한 연구가 NCEER[1, 2]을 중심으로 수행되었다. 이러한 연구는 미국의 과거 철근상세를 반영한 접합부의 파괴 내력 파악 및 내진 보강방안 연구에 초점이 모아졌었다. 이탈리아의 경우에도 중력하중에만 설계된 경우의 철근콘크리트 골조의 내력 특성 연구를 수행[3]하였다. 이탈리아의 경우는 정착용 후크(hook)를 사용한 외부접합부의 내력이 매우 취약하였으며, 외부 접합부로부터 붕괴 미커니즘(mechanism)이 시작함을 보고하였다.

일반적으로 외부 접합부는 보가 한 면에서만 구속되므로, 내부접합부에 비하여 내력 저항능력이 낮아 파괴 가능성이 상대적으로 높다. Priestley[4]는 외부접합부에 발생하는 파괴의 양상을 보의 철근이 접합부 안으로 정착된 경우(bent in)는 콘크리트에 압축 스트럿(strut, Fig. 8참조)에 작용하는 힘에 대하여 보의 인장 철근에 작용하는 인장력이 평형 상태를 이루어 안정성을 확보할 수 있으나, 보의 철근이 접합부 밖으로 정착된 경우(bent away)는 콘크리트의 압축 스트럿의 추력을 철근이 받을 수 없게 되어 접합부 안으로 정착된 경우보다 빨리 파괴에 도달한다고 설명하였다.

국내의 경우 2009년 건축구조기준[9]에서 철근콘크리트 보기둥 접합부의 상세를 제시하였으므로 그 이전의 RC 골조는 내진 상세에 따라 접합부 내에 횡보강근이 배근되지 않았다고 볼 수 있다. 국내에서 관행상 철근 배근 상세 특징은 Fig. 1과 같이 상부근은 외부 접합부 안으로 철근이 정착되나 하부근은 밖으로 정착된다. 이러한 국내 철근 상세 관행을 반영한 실험 결과 [5]에 따르면 접합부에 전단 균열은 실험의 모든 경우에 층간변위비 0.85% 미만에서 발생하였으며, 이를 FEMA 356[6]에서 규정하고 있는 콘크리트 골조의 인명안전의 수준에 대하여 허용하는 전이(transient) 층간변위비 2%와 비교할 때 국내의 중력하중에 설계된 골조의 외부접합부의 취약성을 알 수 있다. 외부 접합부의 파괴는 구조물의 연쇄적 파괴로 이어질 수 있으므로, 내진보강에 있어서 인명안전의 수준을 만족시키기 위하여서는 전이

*Corresponding author: Lee, Young Wook

E-mail: leeyu@kunsan.ac.kr

(Received February 7, 2017; Revised April 5, 2017; Accepted April 6, 2017)

층간변위비가 2% 이상이 되어야 한다.

접합부에 대한 내진보강 공법에는 골조 외부를 철근과 콘크리트로 단면을 증가하는 자케팅(jacketing) 공법과 FRP를 이용한 보강 공법 및 강판을 이용한 공법 등이 있으나, 본 연구에서는 건식공법을 이용하여 강판을 외부 접합부에 부착하는 내진 보강 공법에 대하여 연구하고자 한다. 일반적으로 강판을 이용한 건식공법은 시공이 간편하여 경제성이 있다.

Pampanin 과 Christopoulos[7]은 3층 건물의 외부 보-기둥 접합부에 대하여 현치를 건식으로 보 기둥 외부 접합부의 상하에 대칭이 되도록 보강하고 반복이력 특성에 대한 실험을 수행하여 접합부의 파괴를 지연하고 보에 소성힌지가 발생하도록 유도함으로써 구조물의 연성 능력을 증가함을 보여 주었다. Beres[1] 등은 미국에서 중력하중에 대하여 설계된 골조 건물의

경우에 대하여 접합부의 파괴를 방지하기 위하여 1.5인치의 철판과 전산나사를 이용하여 기둥과 접합부에 횡구속을 가하여 기둥 상부에 발생하는 할열 파괴를 지연시킴으로 보에 소성힌지가 발생하도록 하였다.

기존 연구[7]에서 사용된 현치 형상은 보의 상하부에 대칭으로 배치하였으므로, 건물의 경우에는 보강 후에 상부의 현치가 마감 밖으로 돌출하게 되어 통행에 방해가 되거나 공간을 점유하게 되어 사용성에 불편을 초래하게 된다. 이러한 불편을 해소하기 위해 본 연구에서는 외부 접합부 내측 하부에만 현치를 배치한 경우에 대한 내력 특성을 파악하고자 한다. 본 연구에서는 중력하중에 대하여서 1988년 기준[8]에 따라 설계된 RC 골조의 외부접합부를 대상으로 현치 모양의 건식 철물을 보강한 경우에 대하여 내력 특성을 고찰하고자 한다.

2. 실험모델 설계 및 실험방법

실험을 위한 RC 구조물은 1988년 제정된 ‘극한강도설계법에 의한 철근 콘크리트 구조설계기준’[8] 따라 중력방향의 하중에 대하여서만 설계를 하고 철근을 배근하였다. 본 연구에서 대상으로 한 건물은 철근 콘크리트 건물로 3층이고 스패ンは 6 m, 층고는 3 m 로 가정하였다. 앞에서 언급한 바와 같이 3층이므로 설계시 중력하중만 고려하였다.

시편 크기의 축소 영향을 배제하기 위하여 실물의 70% 규모로 6개의 시편을 제작하였다. 2개의 무보강 시편과, 현치를 이용하여 접합부를 건식 보강한 4개의 시편을 제작하고 반복이력 하중가력 실험을 수행하였다.

본 연구에서 제작한 6개의 시편 상세에 대하여 Table 1에 정리하였다. 시편 기둥 단면의 폭과 길이는 240 mm 로 동일하며, 보의 층이 350 mm 인 시편 2개, 400 mm 인 시편 4개를 제작하였다. Table 1에서 B35, B40은 보의 층을 나타내고, N은 무보강을 나타내며 H1, R1, R2는 현치보강의 종류를 나타낸다. BR1은 두께 12 mm의 삼각형의 철판으로 보강된 현치이고, H1과 R1, R2는 원형 봉강을 대각선으로 보강한 현치이다(Fig. 2와 6 참조).

무보강 시편인 B35-N의 경우, 보의 최대 공칭 휨모멘트를 기둥의 상부와 하부의 공칭강도의 합 96.4 kN·m 보다 작게 함으로써 보에 소성힌지가 발생하도록 설계하였다(Table 2 참조). 이때 보나 기둥에 전단파괴가 생기지 않도록, 스티럽은 D10을 10 mm 간격으로 배근하였으며 후프근은 D10을 120 mm 의 간격으로 배근하였으며 접합부 내에는 후프근을 배근

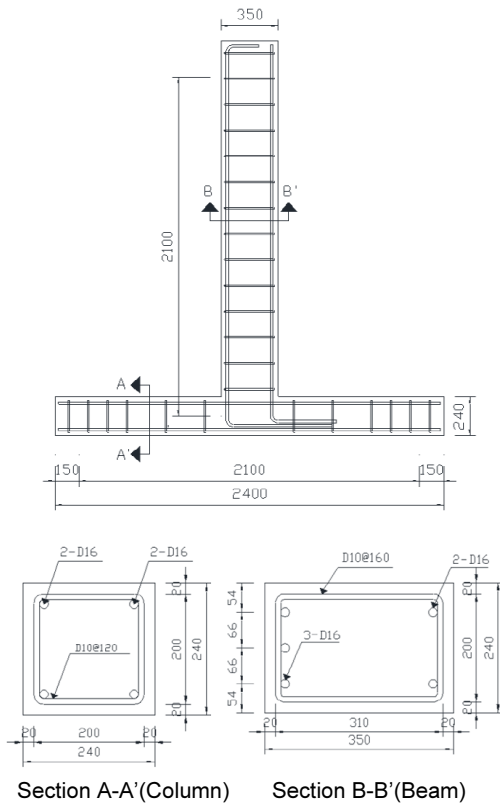


Fig. 1. Reinforcing rebar of Specimen B35-N

Table 1. Experimental specimen

ID	Beam		Column		Retrofit details	Remark
	Section	Reinforcement	Section	Reinforcement		
B35-N	240 × 350	Top bar 3-D16($\rho' = 0.00773$) Bot. bar 2-D16 ($\rho = 0.00515$) Stirrup D10@160	240 × 240	Main bar 4-D16 Hoop D10@120	No retrofit	Torque value for bolt fastening = 1,000 kg · cm
B35-H1					Steel PL + Haunch using diagonal bar (dia = 12.9 mm)	
B40-N	240 × 400	Top bar 3-D16($\rho' = 0.00669$) Bot. bar 2-D16 ($\rho = 0.00446$) Stirrup D10@180			No retrofit	
B40-BR1					Steel PL + Haunch using plate (thick=12 mm)	
B40-R1					Steel PL + Haunch using diagonal bar (dia = 12.7 mm)	
B40-R2					Steel PL + Haunch using diagonal bar (dia = 13.7 mm)	

Table 2. Material properties of steel

Size	Yield strength (MPa)	Ultimate strength (MPa)
Rebar D10	433	588
Rebar D16	437	593
Rebar D29	380	610
Plate (SM45C)	490	686

Table 3. Cyclic loading data

Step	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Drift ratio (%)	0.2	0.3	0.5	0.75	1.0	1.3	1.7	2.5	3.5
Disp. (mm)	4.2	6.3	10.5	15.8	21.0	27.3	35.7	52.5	73.5

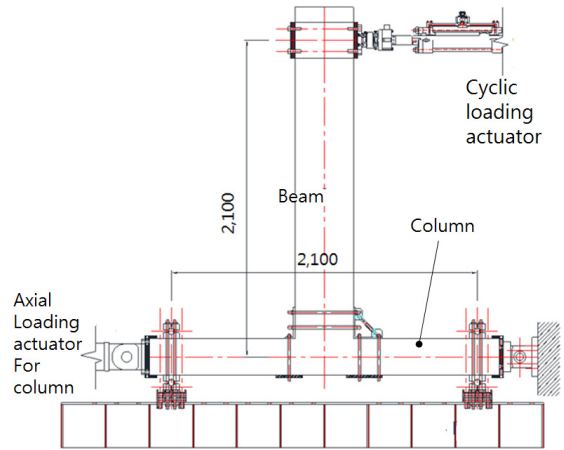


Fig. 3. Experimental set up for loading (B40-R1)

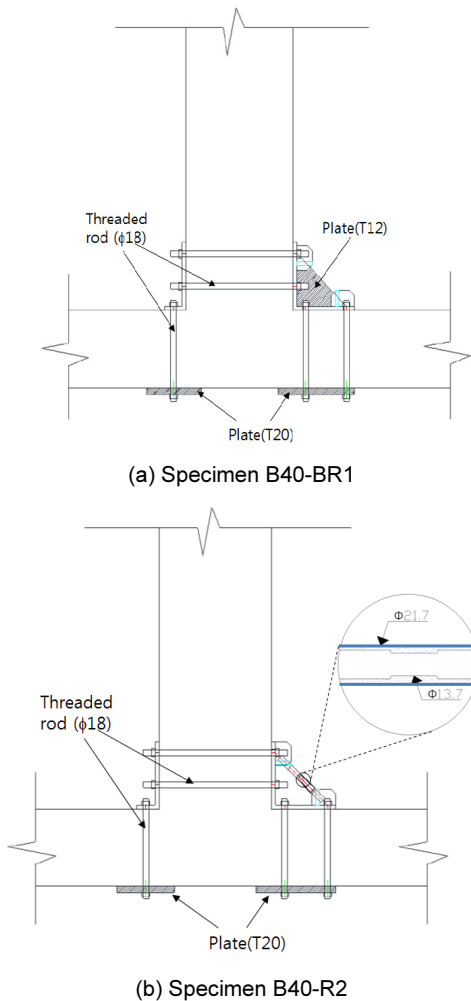


Fig. 2. Retrofitted specimen details

하지 않았다. 다른 무보강 시편 B40-N의 경우도 보에 소성현상이 발생하도록 설계하였으며, 배근은 B35-N의 경우와 동일하나 보의 스테럽의 간격만 180 mm로 다르다.

시편 B40-BR1 보강 현치는 Fig. 2(a)와 같이 L-210×200×12×12에 삼각형 모양의 두께 12 mm의 강판을 용접으로 부착하였다. 현치는 기둥 외부면에 두께 20 mm의 강판과 보의 상부면의 L-210×70×12×12와 전산볼

트를 이용하여 체결되었다.

시편 B40-R1과 시편 B40-R2는 Fig. 2(b)와 같이 삼각형의 강판 대신에 강봉을 사용하였다. 이들 시편에서는 강봉을 사용하여 힘의 전달을 명확하게 하고 현치의 강성 효과를 규명하고자 하였다. 강봉은 Table 2와 같은 성질을 갖는 D29 이형철근을 절삭하여 사용하였으며, 강봉의 중앙은 직경을 더 작게 절삭하여 이 부분에 항복이 발생하도록 하였으며, 압축시 좌굴을 방지하기 위하여 직경 21.7 mm의 강관 속에 삽입하였다. 강봉 중앙의 직경은 Table 1에 정리한 바와 같이 B35-H1는 직경이 12.9, B40-R1는 12.7, B40-R2는 13.7 mm로 제작하였다.

시편의 변수로서 볼트 체결력의 영향력을 확인하기 위하여 토크렌치를 이용하여 B40-R2 시편만 2,000 kg·cm의 조임력으로 직경 18 mm의 전산볼트를 체결하였고, 다른 5개의 시편은 1,000 kg·cm 조임으로 체결하였다.

Table 1의 시편에서 기둥에 작용하는 연직하중의 효과를 고려하기 위하여 300 kN 액츄에이터(actuator)로 기둥 단면적, A_g 에 콘크리트의 강도 f_{ck} 를 곱한 값의 10%에 해당하는 154 kN의 축하중을 시험이 종료할 때까지 일정하게 가력하였다. 본 연구에서 대상으로 하는 저층형 외부기둥은 축하중보다는 모멘트가 설계의 주요 변수가 되므로 축하중의 값이 크게 되지 않는다. 극한강도설계법에 의한 철근콘크리트 구조설계기준[8]에서 계수 축하중이 $0.1A_g f_{ck}$ 이하일 때는 강도감소계수를 0.7과 0.9사이의 값을 직선보간하도록 되어 있으므로, 기둥으로 볼 수 있는 하한값으로 $A_g f_{ck}$ 의 10%를 설정하였다.

사용된 콘크리트는 보통포틀랜드시멘트를 이용하였고 굵은 골재 최대 치수가 25 mm인 골재를 사용하였으며, 28일 강도가 29 MPa로 측정되었다. 시편 제작에 사용된 강재의 특성은 Table 2와 같다.

기둥과 보의 부분시편을 제작하고 수평하중을 가력하기 위하여 Fig. 3과 같이 장치를 구성하였다. 시편의 기둥을 힌지로 모사하기 위하여 그림과 같이 기둥의 상하부에 힌지로 가공된 지그를 배치하고 전산나사를 사용하여 상부를 하부의 지지골조에 고정하였다. 기둥의 단부의 이동을 고려하기 위하여 그림의 좌측 액츄에이터의 양측에 스위블 헤드(swivel head)를 설치하여 시편 좌측 단부의 수직이동이 가능하게 하였으며, 우측 단부는 힌지로 지지하였다.

수평하중을 Table 3과 같이 9단계의 층간변위로 구분하여 최종 층간비가 3.5%가 될 때까지 150 kN의 액츄에이터를 이용하여 변위제어 하중을 가력하였다. 각 단계별로 반복이력 하중은 3 사이클(cycle)로 하였다.

접합부의 전단변형을 측정하기 위하여 2개의 LVDT를 접합부 내에 설치하여 전단변형을 측정하고, 보와 기둥에 설치하여 사이각의 변화를 측정하였다. 하중 가력점에서 변위와 하중 측정은 액츄에이터에 내장된 LVDT와 로드셀을 이용하였다.

3. 실험결과

무보강 시편 B35-N의 반복이력 변위-하중 곡선은 Fig. 4와 같이 나타났다. 4단계 정방향 가력시, 횡변위 13.0 mm (층간변위비 0.61%)에서 접합부에 균열이 발생하면서 내력의 감소가 나타났다. 접합부의 사선 균열은 접

합부의 파괴로 발전하여, 정방향에서 내력저하 이후 층간변위비 2.5%까지 내력이 약간 상승되었다가 층간변위비 3.5%에서 갑자기 내력이 감소하였다.

보강된 B35-H1 시편은 Fig. 4(b)와 같이 정방향의 4단계 이후에서 약간의 내력의 감소를 보이나, 곧바로 강성이 회복되면서 층간변위비 2.5%까지 내력이 증가하였다. Table 4에서 보듯이 정방향 최대내력이 34.7 kN으로 전단 보강에 의하여 보가 공칭 강도를 초과하는 것으로 나타났다. 부방향의 경우는 층간변위비 2.5%까지 내력이 지속적으로 증가하여 최대 42.8 kN까지 도달하면서 보에 공칭강도 내력을 초과하는 것으로 나타났다.

그러나 Fig. 4와 같은 반복이력 곡선은 축력이 작용하는 시편이 Fig. 5(b)와 같이 횡변위가 발생하지 않은 경우에 대한 것이므로 이를 Fig. 5(a) 횡변위가 발생할 때의 형상으로 식 (1)과 같이 변환할 필요가 있다[5].

$$H = P - N(\Delta_v/h) \tag{1}$$

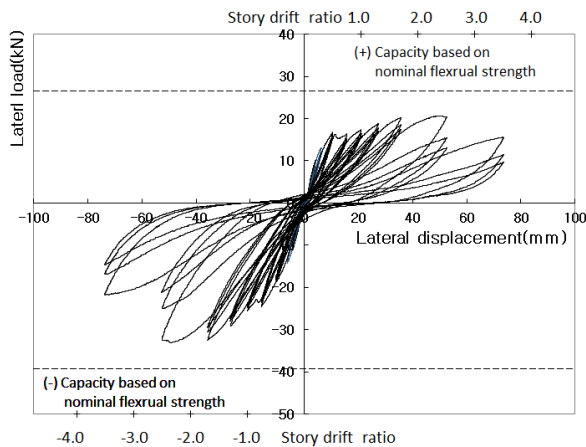
Table 4. Experimental results

Direction	ID	Calculated value		Experimental data		Modified data		(g) = (e)/(b)	(h) Joint shear factor ^{***}
		(a) M_n Nominal flexural strength [†] (kN-m)	(b) P_0 Max. lateral load ^{**} (kN)	(c) P_E Peak lateral load (kN)	(d) Story drift ratio at P_E (%)	(e) P_M Modified peak lateral load (kN)	(f) Story drift ratio at P_M (%)		
(+)	B35-N	52.4	26.5	21.1	2.50	17.6	1.70	0.66	0.24
	B35-H1			34.7	2.50	30.9	2.50	1.15	0.51
	B40-N	61.1	30.9	23.5	0.84	21.7	0.84	0.69	0.25
	B40-BR1			43.4	2.50	39.7	2.50	1.26	0.48
	B40-R1			40.7	2.50	36.9	2.50	1.17	0.49
	B40-R2			42.7	2.50	39.2	2.50	1.25	0.59
(-)	B35-N	77.6	-39.2	-32.2	-2.50	-29.9	-1.70	0.75	0.52
	B35-H1			-42.8	-2.50	-39.7	-2.50	1.00	0.71
	B40-N	90.5	-45.7	-34.4	-1.70	-32.5	-1.70	0.70	0.46
	B40-BR1			-48.0	-2.50	-44.7	-2.50	0.96	0.69
	B40-R1			-44.8	-2.50	-41.5	-2.50	0.89	0.63
	B40-R2			-45.9	-2.50	-42.3	-2.50	0.91	0.65

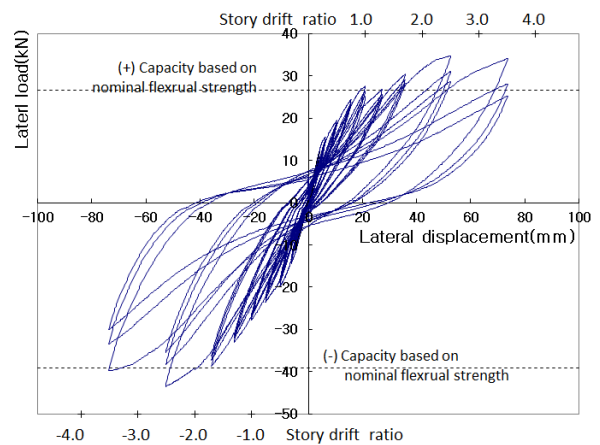
[†] Nominal flexural strength is calculated for beam of non-retrofitted specimen.

^{**} Lateral load is calculated when the moment of beam reaches to the nominal flexural strength at column face

^{***} Joint shear factor = $p_t / \sqrt{f_{ck}}$, where p_t is principal stress and f_{ck} is concrete strength.



(a) B35-N



(b) B35-H1

Fig. 4. Hysteresis of Specimen B35

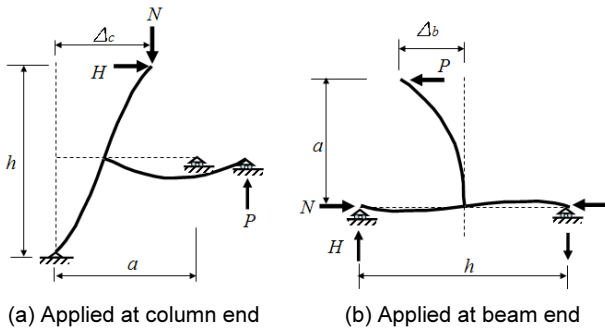
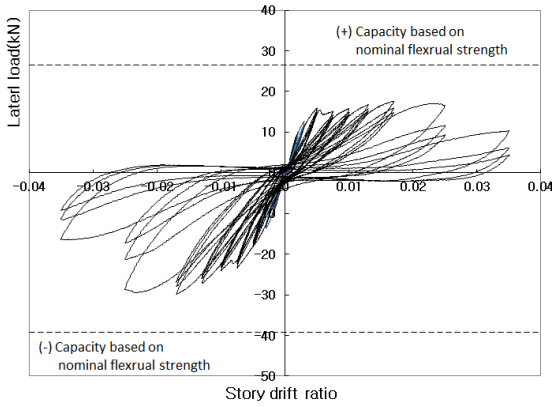


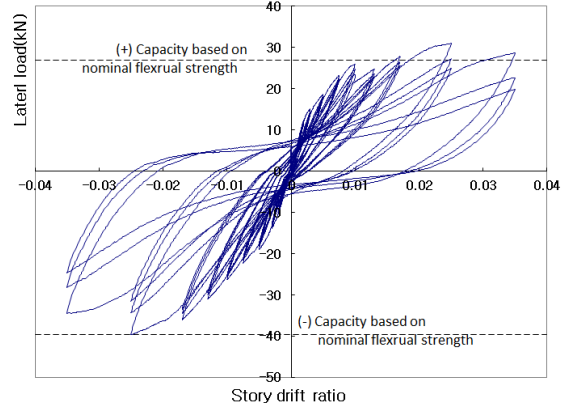
Fig. 5. Similarity of experiment for lateral load

단, H 는 기둥에 작용하는 하중 또는 반력, P 는 보의 단부에 작용하는 하중이고, N 는 기둥에 작용하는 축력이다. Δ_c 는 그림에서 하중 H 에 의하여 기둥에 발생하는 횡변위이고, Δ_b 는 하중 P 에 의하여 보에 발생하는 횡변위이다. 기둥의 높이는 h 이고 보 스패의 절반은 a 이다. 본 연구에서는 실험 장치 Fig. 3과 같이 $a = h$ 이므로, $\Delta_b = \Delta_c$ 이다.

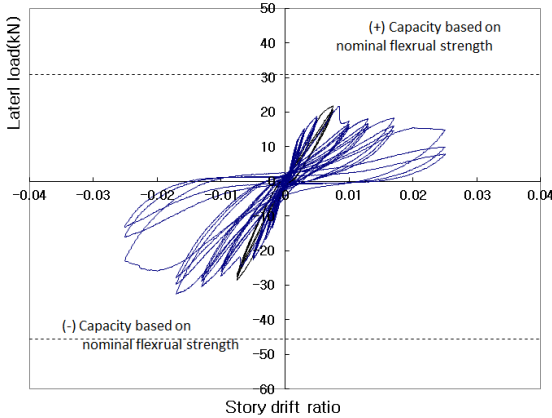
변환된 수평하중과 층간 변위비에 따라 반복이력 곡선을 수정하여 Fig. 6에 모든 시편에 대하여 정리하였다. B35-N 시편의 경우 Fig. 4(a)와 Fig. 6(a)를 비교하면 최대값이 감소하면서 발생한 위치가 변동함을 볼 수 있다. Table 4에 그 결과를 정리하였는데 시편 B35-N 정방향의 경우 최대값이



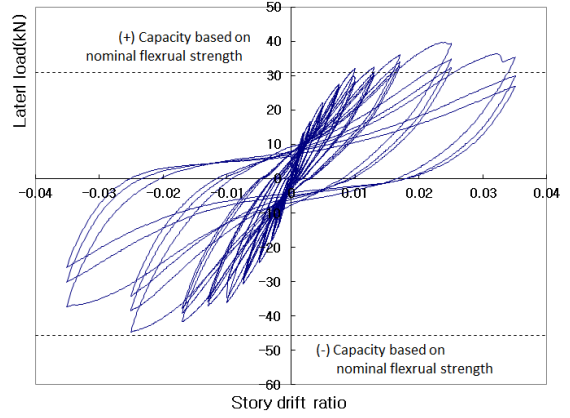
(a) Modified B35-N



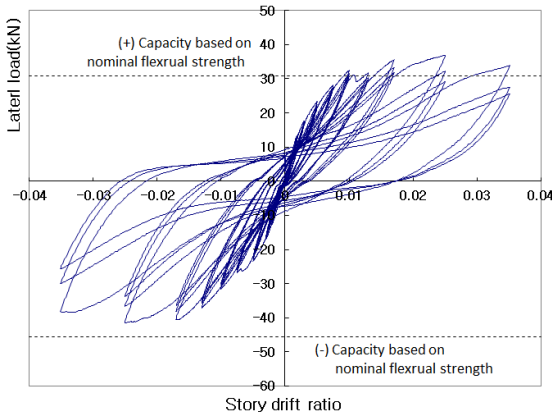
(b) Modified B35-H1



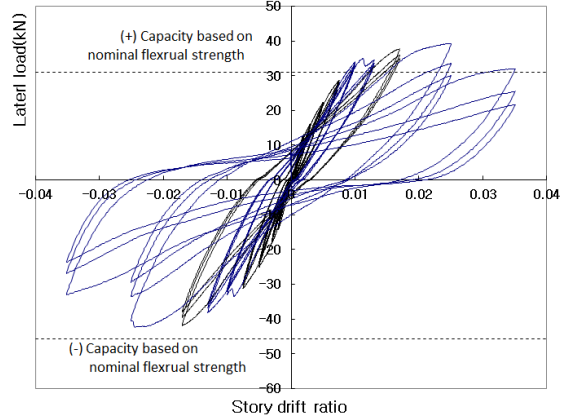
(c) Modified B40-N



(d) Modified B40-BR1



(e) Modified B40-R1



(f) Modified B40-R2

Fig. 6. Modified Hysteresis of Specimen

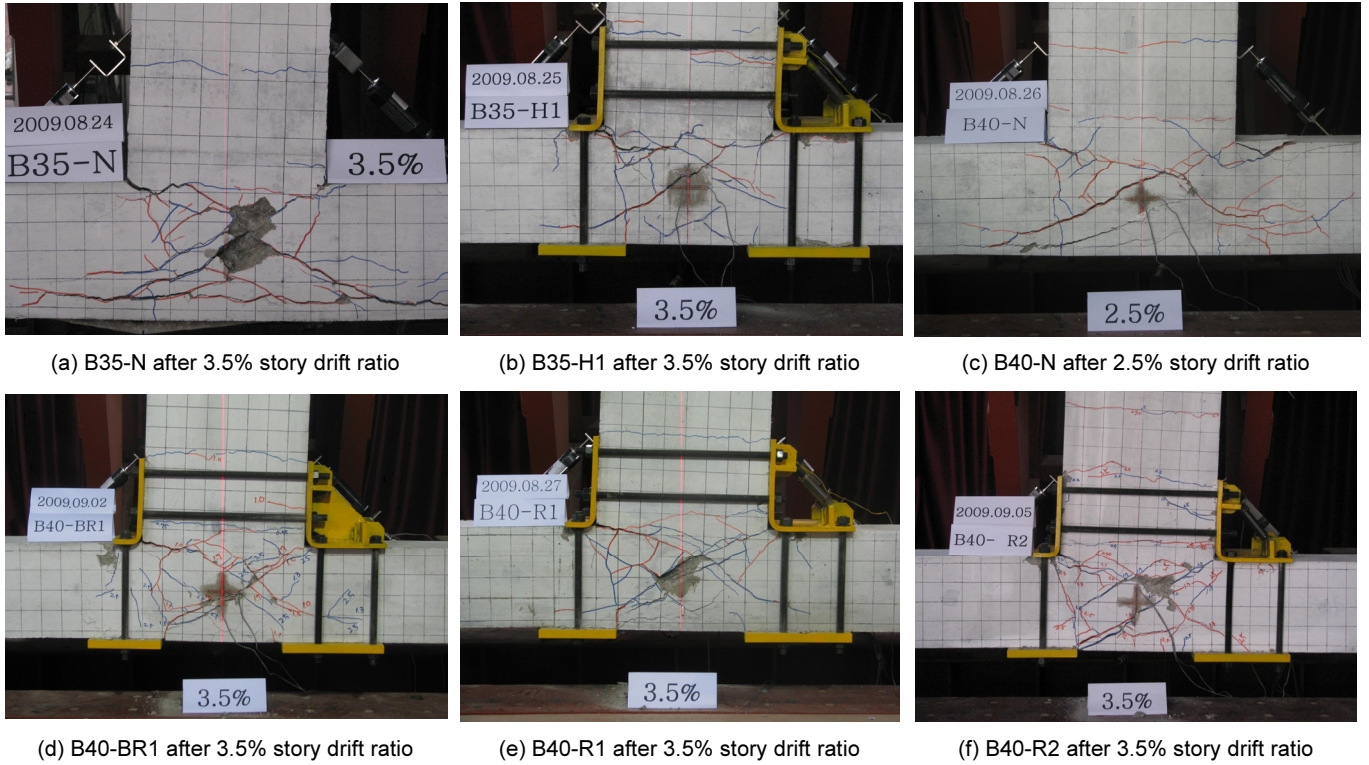


Fig. 7. Crack and Damage of specimen

발생하는 위치가 층간변위비 2.5%에서 1.7%로 변경되었다.

시편 B40-N의 정방향 가력시 최대값은 Fig. 6(c)에서 층간변위비 0.84% 일 때 최대값에 도달하였다가 감소하는 경향을 보여주었다. Fig. 6(d)~(f)의 보강된 B40 계열의 시편은 층간변위비 2.5%까지 계속 강도가 증가하였고 3.5%시에 내력이 감소하는 양상을 보여 주었다.

Fig. 7(a)에서 내진보강 되지 않은 시편 B-35N에서 층간변위비 3.5% 이후에 접합부의 균열이 기둥의 철근까지 연장되어 있음을 볼 수 있다. Fig. 7(c)의 시편 B-40N의 경우는 층간변위비 2.5%에서 파괴가 되어 실험을 중지하였으며 이때에도 접합부의 균열이 기둥의 철근을 따라 진행하였음을 볼 수 있다. 그러나 모든 보강된 시편의 경우에는 층간변위비 3.5%에서 접합부 내에서만 균열이 크게 발생하고 기둥까지 균열이 확장하지 않음을 볼 수 있다.

4. 분석 및 고찰

4.1 변형능력 및 내력

Table 4에서 보듯이 기준 시험체인 무보강 시편에 비교하면 보강된 경우의 내력은 정방향과 부방향의 경우 모두 증가하였다. 정방향의 경우는 접합부 전단 보강에 의하여 휨 파괴가 보에 발생할 때까지 증가하여 70% 이상의 내력 증가하였다. 부방향 하중 가력 시는 접합부의 전단내력이 증가하였으나 보가 공칭휨모멘트까지 도달하지 못하고 파괴되었으며 무보강 시험체에 비하여 B35의 경우는 33%, B40의 경우는 28~37% 내력이 증가하였다.

정방향 가력시 내력이 크게 증가한 이유는 Fig. 8과 같이 접합부내에 발

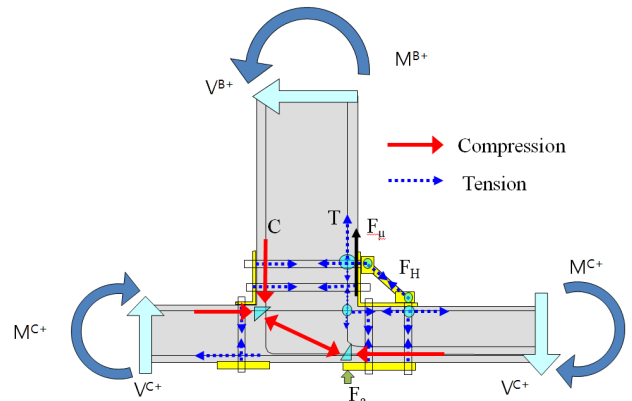


Fig. 8. Reaction mechanism of retrofitted joint for (+) loading

생하는 압축력에 의한 추력을 보강판에서 힘, F_a 로 지지하여 접합부의 전단 내력을 증가시켰기 때문이다.

Fig. 8과 같이 접합부의 전단파괴를 방지함에 따라 보에 휨 소성힌지가 유도되는데 이때 단면에 작용하는 압축력(C)과 인장력(T)외에 현치와 콘크리트의 면에 마찰력(F_μ)가 발생한다. 이 힘들에 의하여 평형을 이루는 중심선을 구하고 단면 중앙에서 각각의 힘에 팔길이를 곱하면 보정된 공칭휨 모멘트 M_n' 를 식 (2)와 같이 얻게 된다.

$$M_n' = C_c \frac{h-a}{2} + C_s \left(\frac{h}{2} - d' \right) + T \left(\frac{h}{2} - d' \right) + F_\mu \frac{h}{2} \quad (2)$$

여기서 C_c 는 콘크리트에 작용하는 압축력, a 는 콘크리트 등가유효 압축 길

Table 5. Modified nominal flexural strength and peak lateral load

Specimen	M_n' (kN·m)	P' (kN) *	P'/P_M **
B35-H1	61.6	31.1	101%
B40-BR1	71.7	36.2	91%
B40-R1			98%
B40-R2	81.8	41.3	105%

* P' is calculated when the moment of beam reaches to M_n' at column face

** P_M is the modified lateral load in Table 4

이, C_s 는 압축 철근에 작용하는 압축력, h 는 보의 총, d 는 압축단에서 압축 철근의 중심까지 거리로서 인장철근의 경우도 압축철근과 동일한 깊이를 갖는다고 가정하였다. 식 (2)에 따라 M_n' 을 산정하고 상응하는 수평하중 P' 를 산정하면 Table 5와 같다. 표의 결과를 보면 추정 식(2)와 잘 일치함을 알 수 있다. 그러나 B40-BR1에서 최대 오차가 9%로 나타났는데 이러한 이유는 현치의 강성이 큰 경우에 보의 소성현지가 기둥의 면에서 현치의 단부 쪽(보의 내측)으로 이동하였기 때문이라고 판단된다.

그러나 부방향 하중가력의 경우는 보가 공칭휨모멘트에 도달하기 전에 접합부에 전단파괴가 일어났다. 접합부 내력 비교를 위하여 Priestley[4]의 외부접합부의 전단강도의 평가 수식을 기술하면 다음과 같다.

$$V_{jh} = p_t \sqrt{1 + \frac{f_a}{p_t}} b_j h \quad (3)$$

여기서, f_a 는 축응력이다. 또한 일방향 접합부의 경우에 보의 주철근이 접합부 코어 밖으로 갈고리가 된 경우(본 연구의 정방향 가력)에 최대 주응력 $p_t = 0.29 \sqrt{f_{ck}}$, 접합부 안쪽으로 정착된 경우의 최대 주응력 $p_t = 0.42 \sqrt{f_{ck}}$ 로 제안하였다. b_j 는 기둥의 유효폭이고, h 는 접합부의 높이이다.

Table 4의 (h) 열에서 접합부 전단계수 $p_t / \sqrt{f_{ck}}$ 값을 정리하였다. 이 값을 산정하기 위하여 수정된 횡력 P_M 작용시 보 단면에 작용하는 압축력과 전단력을 산정하여야 한다. 정방향 가력시는 보가 공칭휨강도를 초과하게 되므로 식 (2)에 따라 수정된 모멘트 M_n' 를 산정하였을 때 산정된 인장력 (또는 압축력)을 사용하였다. 이와 같은 가정에 따라 정방향에 대하여 산정한 결과를 Table 4에서 보면, 무보강 시편인 B35N은 0.24이고 B40N은 0.25로 나타나 Priestley의 제안 값과 유사하게 나타났으며, 보강을 한 경우는 B35-H1은 0.512이고 B40 유형의 경우는 0.48 이상의 값을 나타내 전단강도가 약 2배 이상 증가하였음을 알 수 있다.

그러나 부방향 가력시에는 보가 공칭휨강도에 도달하기 이전에 접합부에 전단파괴가 발생하였으므로 보의 모멘트-곡률[9]을 산정하여 인장 철근에 작용하는 힘을 산정하였다. 부방향의 경우, $p_t / \sqrt{f_{ck}}$ 의 값이 B35N은 0.521, B40N 경우는 0.46로 산정되어 Priestley의 제안치 0.42보다는 다소 크게 나타났다. 보강을 한 경우는 B35-H1은 0.71이고 B40 유형의 경우는 0.65 이상의 값을 나타내 전단강도가 1.37배 이상 증가하였다. 그러나 Fig. 6에서 보듯이 보강된 보부재가 공칭 휨 모멘트에 도달하기 전에 접합부의 파괴가 선행되었다.

무보강시험체에 대한 휨모멘트와 전단내력의 증가 비율을 Fig. 9에 도

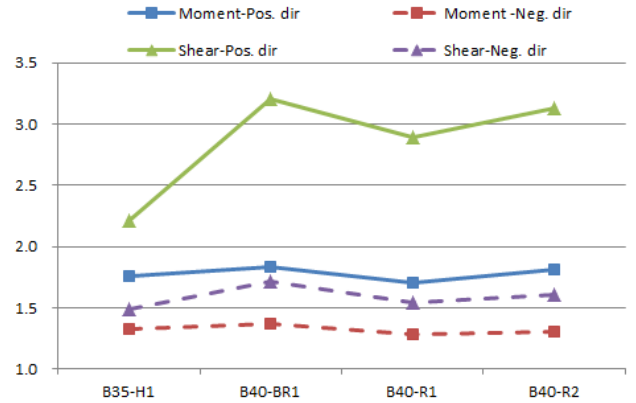


Fig. 9. Strength ratio compared to un-retrofitted specimen

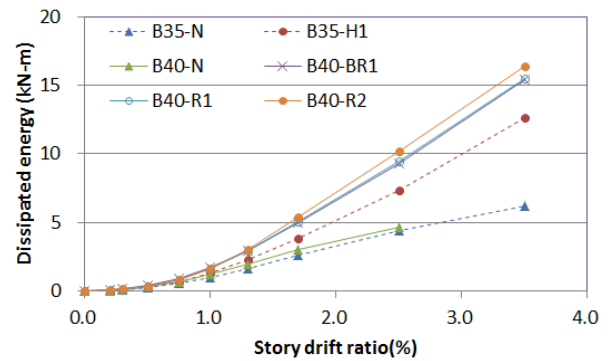


Fig. 10. Total dissipated energy

시하였다. 그림에서 정방향 가력에 따른 강도의 증가는 실선으로 표시하였으며 부재의 모멘트의 증가비는 사각형기호로, 접합부의 전단강도의 증가비는 세모의 기호를 사용하여 표시하였다. 예를 들어 Moment-Pos. dir는 정방향 가력시 모멘트의 증가비율을 나타낸 것이다. Fig. 9와 Table 4에 따르면 휨의 내력의 증가는 정방향에서 B35-H1은 1.76, B40-BR1은 1.83, B40-R1은 1.7, B40-R2는 1.81배로 나타났다. 부방향에서 B35-H1은 1.33, B40-BR1은 1.37, B40-R1은 1.28, B40-R2는 1.30 배 증가한 것으로 나타났다. 전단내력은 휨 전단력보다 크게 나타났으며 정방향에서 B35-H1은 2.21, B40-BR1은 3.20, B40-R1은 2.90, B40-R2는 3.12 배로 나타났다. 부방향의 전단내력은 2미만을 나타내었으며 최대의 경우는 정방향과 마찬가지로 B40-BR1으로 나타났다.

B40-BR1은 현치를 철판으로 한경우로 강성이 증가한 경우이고 B40-R2는 볼트의 조임 구속력을 증가한 것으로 이러한 경우 접합부의 전단강도와 휨강도가 더욱 증가함을 알 수 있다.

4.2 에너지 발산량

보강 전후의 모든 시편의 누적 에너지 발산량을 Fig. 10에 도시하였다. 그림에서 보듯이 보강전 시편 B35-N과 B40-N의 에너지량은 거의 동일하게 나타났으며 보강된 시편의 경우 중간변위비가 증가할수록 에너지의 발산량이 증가함을 볼 수 있다. 중간변위비 2.5%에서 무보강 시편에 대비하여 B35-H1은 1.67배, B40-BR1과 B40-R1은 2.0배, B40-R2는 2.2배로 에너지 발산량이 증가하였다.

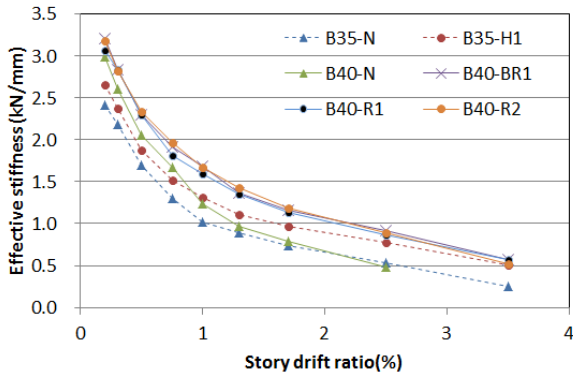


Fig. 11. Effective stiffness

Fig. 10에서 보의 층이 400 mm 인 시편을 서로 비교하면 볼트의 체결력이 큰 B40-R2 경우에 에너지의 발산량이 가장 크게 나타났다. 따라서 볼트의 조인력이 에너지의 발산량과 관계가 있음을 확인 할 수 있다. 그러나 철 판으로 보강한 B40-BR1은 B40-R2보다 에너지량이 작으므로 현치 강성이 큰 경우가 에너지 발산량에 반드시 유리하지 않음을 확인하였다.

4.3 유효강성

Fig. 11에서 층간변위비에 따른 유효강성을 나타내었다. 무보강 시편 B35-N와 보강 시편 B35-H1의 각 단계별 유효강성은 접합부에 파괴가 발생한 5단계(층간변위비 1.0%)에서부터 B35-H1 시편이 무보강 시편보다 1.2배 이상 강성이 크게 나타났다. 또한 그림에서 B40 유형 시편에서 보강 시편의 각 단계별 유효강성은 접합부에 파괴가 발생한 5단계(층간변위비 1.0%)에서부터 무보강 시편보다 강성이 1.3배 이상 크게 나타났으며 층간 변위비가 증가할수록 강성비가 증가하였다. 이러한 현상으로 볼 때 본 연구에서 제안한 현치형 건식 철물은 초기 강성을 크게 증가시키지 않으나 층간 변위가 증가하여도 일정한 횡강성이 발현됨을 알 수 있다.

Fig. 11에서 보의 층이 400 mm 시편을 서로 비교하면 현치에 철판을 사용한 B40-BR1과 원형철근을 사용한 B40-R1과 B40-R2가 거의 동일하게 유효강성이 나타났다.

4.4 현치의 강성과 볼트 체결력

모든 종류의 시편에서 정방향의 내력증가가 부방향의 것보다 크게 나타나, 현치가 인장을 받을 때 내력 증가의 효과가 큼을 알 수 있었다.

B40 유형의 시편에서 B40-BR1의 강도가 가장 크게 나타나, 현치의 강성이 내력 증가에 영향이 있지만 다른 보강안과 비교할 때 큰 차이는 나타나지 않았다(Fig. 9참조).

볼트의 체결력이 서로 다른 B40-R1과 B40-R2의 내력 증가를 비교하면 볼트체결을 강하게 한 B40-R2의 내력이 크게 나타났다(Fig. 9참조). 그러나 Fig. 6에서 보듯이 볼트의 체결력에 의하여 최대 강도가 약간 증가하였지만 층간변위비 3.5% 에는 강도 저감이 크게 나타났다. 이는 증가된 내력 만큼 접합부의 전단력이 증가하므로 층간변위비 3.5% 이후 갑작스런 접합부 파괴로 내력의 감소가 야기 된 것으로 판단된다. Fig. 10에서 층간변위비 2.5% 이후 B40-R2의 누적 에너지 발산량이 B40-R1 경우보다는 약간 크게 나타나나 두 경우의 유효강성의 값은 근사하게 나타났다.

따라서 현치의 강성은 내력에 영향이 미미함을 알 수 있다. 또한 볼트 체결력의 증가는 미소한 내력의 증가가 유도되고 에너지의 발산량도 미소하게 증가하지만 외부접합부의 파괴가 더 빨리 진행하면서 층간변위비 3.5%에서 강도의 저감이 크게 나타날 수 있음을 알 수 있다.

5. 결론

본 연구에서는 2009년 이전에 중력하중에 대하여 설계된 RC 골조의 외부접합부를 현치형 건식 철물을 이용하여 보강함으로 연성능력과 내력을 증가시키고자 하였다. 실물의 70% 규모로 2개의 무보강 시편과 철물을 이용하여 접합부를 건식 보강한 4개의 시편을 제작하고 반복이력가력 실험을 수행하여 다음과 같은 결론을 얻었다.

무보강 시편에 비하여 보강된 경우의 최대 내력은 정방향 하중 가력의 경우(보의 인장 철근이 접합부 밖으로 정착된 경우)에 보에 소성힌지가 발생하면서 70% 이상의 내력이 증가하였다. 부방향 하중가력 경우(보의 인장 철근이 접합부 내부로 정착된 경우)에 접합부의 전단내력이 증가하였으나 보가 공칭휨모멘트까지 도달하지 못하고 조기에 파괴되었으며, 보의 층이 350 mm의 경우는 33%, 400 mm의 경우는 28% 이상 내력이 증가하였다.

정방향 가력시 접합부 전단 응력은 무보강 시편에 비하여 2배 이상 증가하였으며, 부방향의 경우는 1.3배 이상 증가하였다. 이러한 접합부 전단 내력의 증가로 인하여 보강된 모든 시편은 층간 변위비 2.5%까지 내력이 증가하였다.

모든 종류의 시편에서 정방향의 내력 증가 비율이 부방향의 경우보다 크게 나타나 현치가 인장력을 받을 때 내력 증가의 효과가 큼을 알 수 있었다. 현치의 강성 증가는 내력의 증가에 큰 영향이 없었으며, 볼트 체결력의 증가로 인하여 약간의 내력의 증가가 유도되나 외부접합부에 전단 파괴가 더 빨리 진행하면서 층간변위비 3.5%에서 강도의 저감이 더 크게 나타났다.

비보강된 시편에 대비하여 보강된 시편에서 누적에너지 발산량은 최소 1.67배로 증가하였으며, 유효강성은 층간변위비 1.0%에서 최소 1.2배 정도 증가하였다. 보강된 시편에서 누적에너지 발산량과 유효강성은 현치의 강성이나 볼트 체결력에 크게 관계없이 유사하게 나타났다.

본 연구의 결과에서 건식철물을 이용하여 접합부의 전단파괴를 지연함으로써 보에 소성힌지를 유도하여 시스템의 내력과 연성을 증가할 수 있었다. 보강된 경우는 FEMA에서 요구하는 전이 층간변위비 2%까지 강도가 계속 증가하였으며 일부 시편의 경우는 3.5%의 경우도 강도가 유지되었다. 그러나 보의 공칭 강도가 큰 경우에는 현치형 건식철물을 사용하더라도 보에 소성힌지가 발생하기 이전에 접합부에 전단파괴가 선행할 수 있으므로 추가의 전단 보강이 필요한 것으로 나타났다.

/ REFERENCES /

1. Beres A, El-Borgi S, White RN, Gergely P, Experimental results of repaired and retrofitted beam-column joint tests in lightly reinforced concrete frame buildings, Technical Report NCEER-92-0025 1992; NCEER, c1992.
2. Hoffmann GW, Kunnath SK, Reinhorn AM, Mander JB, Gravity-load-designed reinforced concrete Buildings: Seismic evaluation of

- existing construction and detailing strategies for improved seismic resistance, Technical Report NCEER-92-0016 1992; NCEER, c1992.
3. Calvi GM, Magenes G, Pampanin S. Experimental test on a three story RC frame designed for gravity only. Elsevier Science Ltd, 12th European Conference on Earthquake Engineering 2001; Paper Reference 727, c2001.
 4. Priestley MJN, Displacement Based Seismic Assessment of Existing Reinforced Concrete Moment Resisting Frames, Pacific Conference of Earthquake Engineering, 1995 Nov;2:225-244.
 5. Lee YW, Park HK, Experiment on the Capacity of Exterior Joint of Non-seismic Designed RC Frame in Korea, EESK J, Earthquake Eng. 2010 Aug;14(4):29-36.
 6. FEMA, Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings (FEMA 356), c2000.
 7. Pampanin S, Constantin C, Chen TH, Development and validation of a metallic haunch seismic retrofit solution for existing under-designed RC frame buildings Earthquake Engineering Structural Dynamics 2006;35:1739-1766.
 8. Ministry of Construction, RC structural design guideline by strength design method, c1998.
 9. Ministry of Land, Infrastructure and Transport, Korea Building Code, c2016.
 10. Park R, Paulay T, Reinforced Concrete Structures, John Wiley & Sons, c1975.