

겹침이음 길이가 짧은 RC 기둥의 이방향 횡하중 가력 실험

Bidirectional Lateral Loading of RC Columns with Short Lap Splices

이창석^{1)*} · 박이슬²⁾ · 한상환³⁾

Lee, Chang Seok^{1)*} · Park, Yi Seul²⁾ · Han, Sang Whan³⁾

¹⁾한양대학교 건축공학과 박사후 연구원, ²⁾한양대학교 건축공학과 대학원생, ³⁾한양대학교 건축공학과 교수

¹⁾Post-doctoral Researcher, Department of Architectural Engineering, Hanyang University, Korea, ²⁾Graduate Student, Department of Architecture Engineering, Hanyang University, Korea, ³⁾Professor, Department of Architectural Engineering, Hanyang University, Korea

/ A B S T R A C T /

Reinforced concrete (RC) buildings built in the 1980s are vulnerable to seismic behavior because they were designed without any consideration of seismic loads. These buildings have widely spaced transverse reinforcements and a short lap splice length of longitudinal reinforcements, which makes them vulnerable to severe damage or even collapse during earthquakes. The purpose of this study is to investigate the impact of bidirectional lateral loads on RC columns with deficient reinforcement details. An experimental test was conducted for two full-scale RC column specimens. The test results of deficient RC columns revealed that bidirectional loading deteriorates the seismic capacity when compared with a column tested unidirectionally. Modeling parameters were extracted from the tested load-displacement response and compared with those proposed in performance-based design standards. The modeling parameters proposed in the standards underestimated the deformation capacity of tested specimens by nearly 50% and overestimated the strength capacity by 15 to 20%.

Key words: Bidirectional loading, Modeling parameter, Lap splice, RC column

1. 서론

1980년대 이전에 지어진 철근콘크리트(RC) 건물(이하, 비연성 RC 건물)은 중력하중만 고려하여 설계되었으며 현행 내진설계 기준에 맞지 않는 철근 상세를 갖고있다[1-3]. 특히 비연성 RC 건물의 기둥은 내진 거동에 취약한 문제점을 가지고 있다[4-8]: (1) 횡보강근의 넓은 간격, (2) 횡보강근의 90°갈고리, (3) 잠재적 소성 ힹ 영역에 위치한 겹침이음, (4) 종방향 철근의 짧은 이음 길이 등이 이에 해당한다.

따라서 지진 발생 시 철근의 짧은 겹침이음을 갖는 RC 기둥은 종방향 철근의 조기항복으로 인해 전단 ힹ 강도까지 도달하기 전에 겹침이음 파괴가 발생할 수 있다[9, 10].

Lynn [11]이 조사한 비연성 RC 건물의 기둥 결과에 의하면, 횡보강철근비(ρ_x)의 범위는 0.5%에서 4.3%까지이며, 횡보강근의 간격은 기둥 유효

깊이(d)의 40%에서 110% 사이이며, 겹침이음 길이(l_b)는 직경(d_b)의 20배에서 40배이며, 철근의 항복강도는 276 MPa에서 413 MPa까지의 범위로 보고되었다. 또한 설계 압축강도 21 MPa인 콘크리트가 주로 사용되었다.

과거 연구자들[1], [5], [12, 13]은 일방향 가력 실험을 진행하여 RC 기둥의 내진성능을 조사해왔다. 하지만 실제 지진하중은 구조부재에 일방향으로 작용하지 않으며, 구조물에 내재된 평면비정형성으로 인해 이방향 횡하중이 유도될 수 있다[14-17]. 이방향 하중을 받는 구조부재는 일방향 하중을 받는 경우에 비해 내진성능이 심하게 저하된다고 알려져 있지만[16], [18-21], 내진성능 저하 정도를 수치적으로 정량화 할 실험적 근거는 매우 제한적이다. Rodrigues [22]에 의하면, 지난 30년 동안 실험된 464개의 RC 기둥 실험체 중에서 약 14%(= 67개)만이 이방향 하중하에 실험되었다. 더욱이, RC 기둥의 급격한 내력저하를 유발할 수 있는 짧은 겹침이음 길이를 가지는 실험체에 대한 이방향 가력 실험은 수행된 바 없다. 따라서, 이와 같은 상세를 가지는 RC 기둥의 내진거동을 정확히 예측하여 지진하중으로 인한 손상을 예방하고 이에 대한 적절한 보강방안을 마련하기 위해서는 짧은 겹침이음 길이를 가지는 RC 기둥의 이방향 가력 실험결과가 보완되어야 한다.

따라서 이방향 가력 실험을 통해 RC 기둥의 내진성능을 정확히 파악하

*Corresponding author: Han, Sang Whan

E-mail: swhan@hanyang.ac.kr

(Received October 25, 2019; Revised October 30, 2019; Accepted December 4, 2019)

는 것이 중요하다. 본 연구에서는 이방향 횡하중 가력시 겹침이음 길이가 짧은 RC기둥의 하중-변위 응답에 미치는 영향을 조사하고자 한다. RC기둥의 이력저동을 비교하기 위해 총 2개의 RC기둥 실험체를 실제 크기로 제작하여 실험을 진행하였으며, 실험 변수는 가력 유형 (일방향 및 이방향 반복 가력)이다.

2. 짧은 겹침이음을 갖는 RC 기둥 실험 계획

2.1 실험 계획

본 연구는 겹침이음 길이가 짧은 RC 기둥의 하중-변위 응답을 조사하기 위해 2개의 RC 기둥 실험체를 실제 크기로 제작하였으며 반복 횡하중 가력 실험을 수행하였다.

Fig. 1은 기둥 실험체의 철근 상세와 치수를 보여주며, 계획한 실험체들은 Lynn [11]에서 사용한 실험체와 치수 및 철근상세가 동일하다. 각 기둥의 높이 (L)은 1800 mm이다. 종방향 철근의 직경은 25.4 mm (D25)이며, 총 8개가 사용되었다. 겹침이음길이 (l_d)는 $20d_b$ 이며, 이는 KCI [23]가 요구하는 l_d ($=38d_b$)의 53%이다. 기둥 높이 방향을 따라 직경 9.5 mm (D10)의 띠철근은 450 mm 간격으로 배치했으며, 모든 띠철근은 90° 갈고리를 사용했다. 콘크리트의 공칭압축강도는 21 MPa이며, 철근의 공칭항복강도 (f_y)는 400 MPa로 가정하였다.

Fig. 1에 제시된 콘크리트 블록은 고강도 앵커 볼트를 사용하여 실험체가 바닥에 고정되도록 하였다. 콘크리트 블록의 파괴를 방지하기 위해 콘크리트 블록에 충분한 양의 철근을 배치하였다.

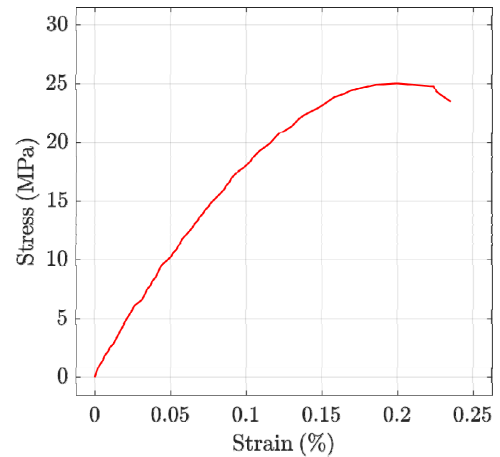
실험체 U10과 B10에 가해진 축력비 ($\nu = P/A_g f_c$)는 10%이며, 각각 일방향 횡하중, 그리고 이방향 횡하중이 기둥 상부에 재하되었다. 여기서 P 는 축하중, A_g 는 기둥의 총 단면적이다.

콘크리트 압축강도를 측정하기 위해 KS F 2403 [24] 따라 28일 동안 양생 후 직경 100 mm, 높이 200 mm의 원형 공시체 3개를 제작하여 실험하였다. Fig. 2(a)는 콘크리트 압축강도 시험 결과의 평균값으로 응력-변형도 곡선을 나타낸 것이다. 콘크리트 압축강도는 25 MPa로 측정되었으며, 공

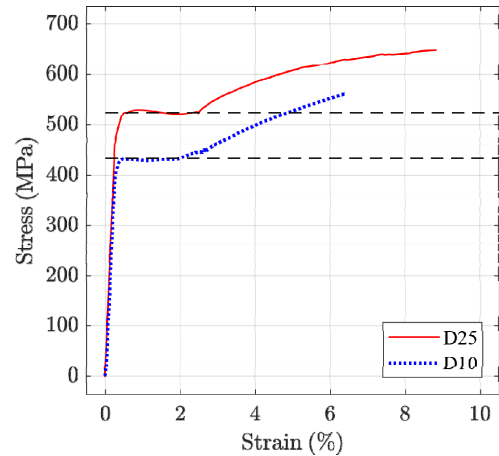
칭압축강도 (=21 MPa)를 초과하는 것으로 나타났다.

KS B 0802 [25]에 따라 종방향 철근 (D25)과 횡보강 철근 (D10)에 대한 인장시험을 진행하였다. Fig. 2(b)는 철근의 응력-변형도 곡선을 나타낸 것이다. D25와 D10의 항복강도 (f_y)는 각각 524 MPa와 434 MPa로, 공칭항복강도 (=400 MPa)를 초과하는 것으로 나타났다.

Table 1은 기둥 실험에서 측정된 강도 값을 요약했다. 여기서 V_p ($=M_n/L$)은 실험체가 모멘트 강도 (M_n)에 도달했을 때의 전단력이며, V_n 는



(a) Concrete



(b) Steel reinforcements

Fig. 2. Stress-Strain curve of concrete and steel reinforcements

Table 1. Calculated strengths of column specimens.

Specimen	Loading type	ν	V_p (kN)	V_n (kN)	$V_{p,0.53f_y}$ (kN)	$\frac{V_p}{V_n}$	$\frac{V_{p,0.53f_y}}{V_p}$
U10	Unidirectional	0.1	221	223	153	1.01	0.69
B10	Bidirectional	0.1	221	223	153	1.01	0.69

ν : axial load ratio.

V_p : shear force when a specimen reaches its moment strength (M_n).

V_n : shear strength of a specimen calculated according to Chapter 7 of KCI (2012).

$V_{p,0.53f_y}$: shear strength assuming that splice failed at $0.53f_y$.

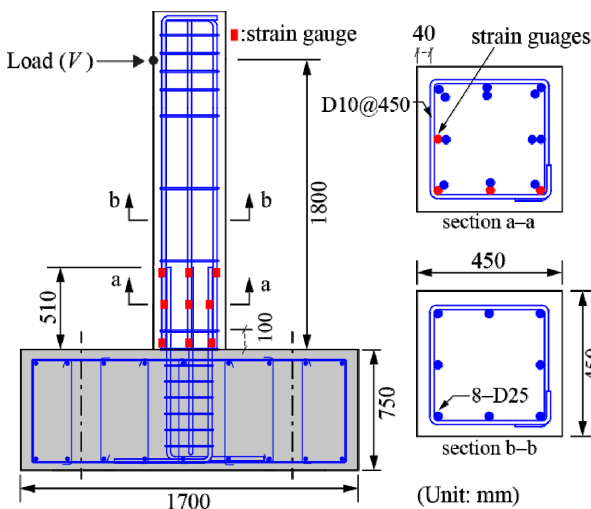


Fig. 1. Column specimen detail

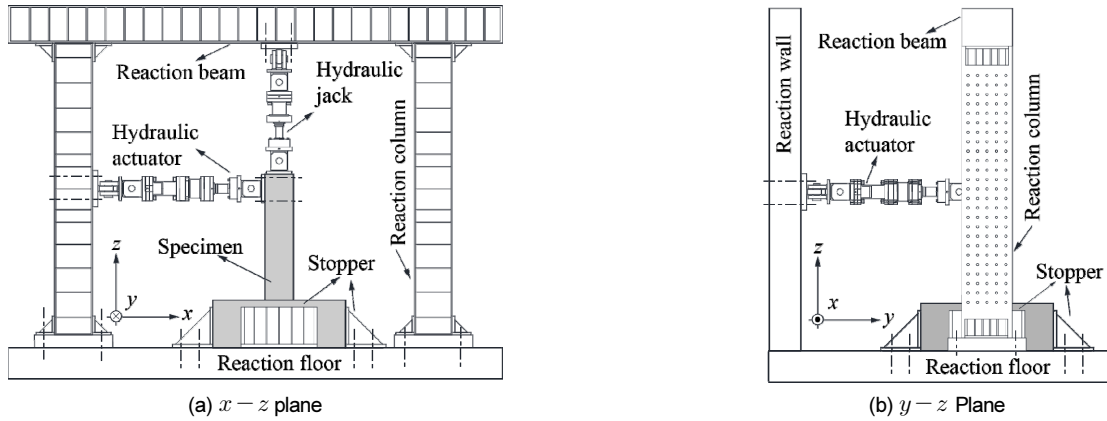


Fig. 3. Test setup

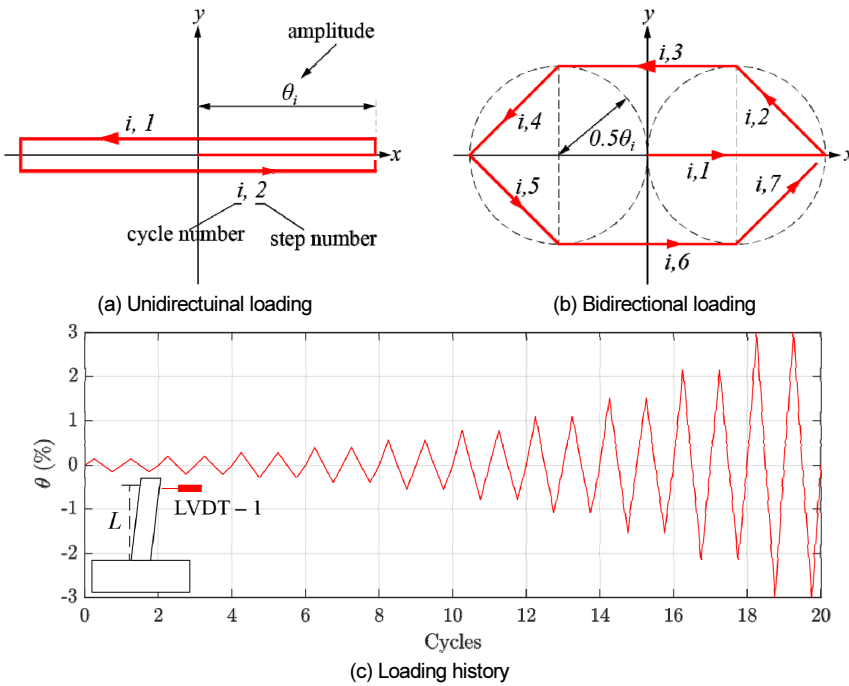


Fig. 4. Loading history and test setup

KCI [23]의 7절에 따라 계산된 전단 강도이다. 기둥의 모멘트 강도 (M_n)는 축하중을 고려한 단면해석 (sectional analyses)을 사용하여 계산하였다. 이때 사용된 콘크리트 압축강도와 철근 항복강도는 시험을 통해 측정된 값을 사용하였다.

본 연구에서 제작된 실험체는 짧은 겹침이음길이 ($l_d = 0.53f_d - KCI$)로 인해 철근에 작용하는 인장응력이 $0.53f_y$ ($f_s = 0.53f_y$)에 도달했을 때 겹침이음파괴가 발생한다고 가정하고, 모멘트 강도에 도달했을 때의 전단강도 ($V_{p,0.53f_s}$)를 계산했다. 여기서 f_s 는 종방향 철근의 인장응력이다. Table 1과 같이, $V_{p,0.53f_s}$ 는 V_n 과 V_p 보다 작았으며, 이는 실험체가 휨 강도 혹은 전단 강도까지 도달하기 전에 겹침이음 파괴가 발생할 것으로 예상된다.

2.2 실험체 설치

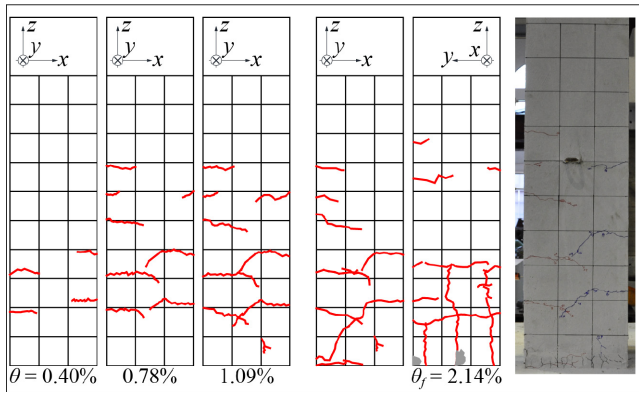
Fig. 3은 기둥 실험체 설치를 보여준다. 실험체 상단에 두개의 액츄에이

터를 x 방향과 y 방향으로 수평하게 설치하고, 한 개의 유압 잭을 실험체의 상단에 수직으로 설치하여 실험체에 일정한 축하중 ($\nu = 10\%$)을 가했다.

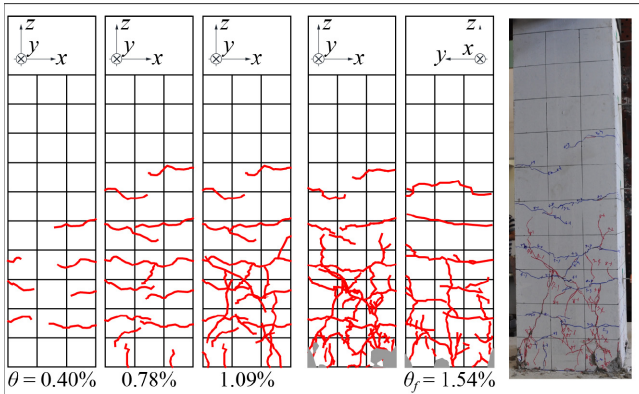
바다 콘크리트 블록은 고강도 앵커볼트를 사용하여 반력바닥에 고정시켰으며, 실험체의 미끄러짐을 방지하기 위해 콘크리트 블록 양 옆에 스톱퍼 (stopper)를 설치하였다.

가력방법은 FEMA [26]의 2.9.2절을 따라 반복 횡하중으로 가력 하였다. Fig. 4(a)는 일방향 횡하중 경로를 나타내며, 여기서 변위 진폭은 기둥부재의 횡변위를 높이로 나눈 변위비 (θ)를 사용했다. 변위비 (θ)는 0.15%에서 시작하여 그 이후 사이클은 이전 θ 의 1.4배씩 증가시켰다. 또한 2회의 사이클로 반복가력 하였다 (Fig. 4(c)). 하중은 실험체의 변형율을 제어하기 위해 천천히 가력했다. 일방향과 이방향 가력시 가력속도는 $\theta \geq 1.1\%$ 인 경우 0.3 mm/sec, $\theta < 1.1\%$ 인 경우 1 mm/sec이다.

Fig. 4(b)는 이방향 하중 경로를 나타냈으며, 한 사이클은 7개의 스텝을 포함한다 ($i, 1 \sim i, 7$). x 방향의 변위비 진폭은 일방향 가력과 마찬가지로 0.15%에서 시작하여 그 이후 사이클은 이전 사이클의 1.4배씩 증가시켰다.



(a) U10



(b) B10

Fig. 5. Damage progression in specimens according to drift ratios

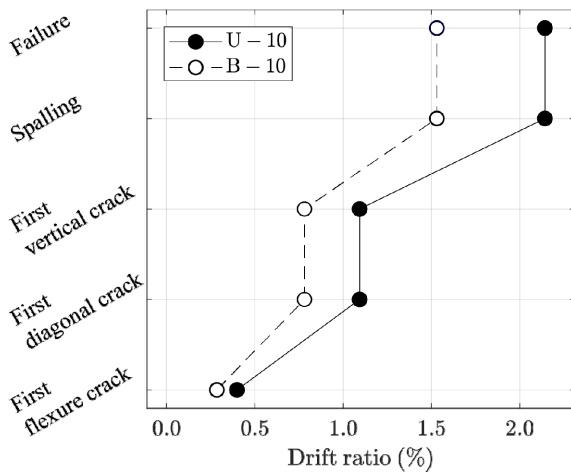
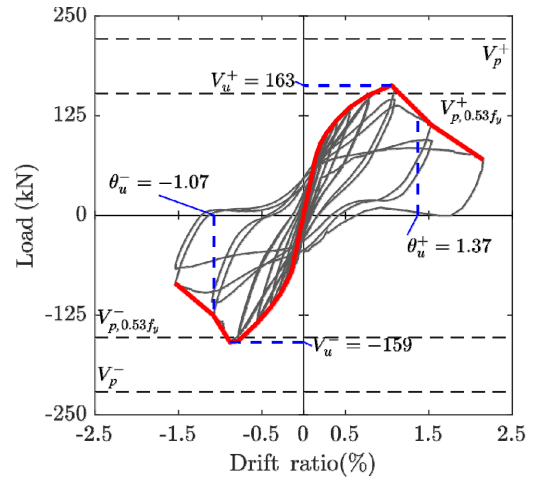


Fig. 6. Incidence of various types of cracks versus drift ratios

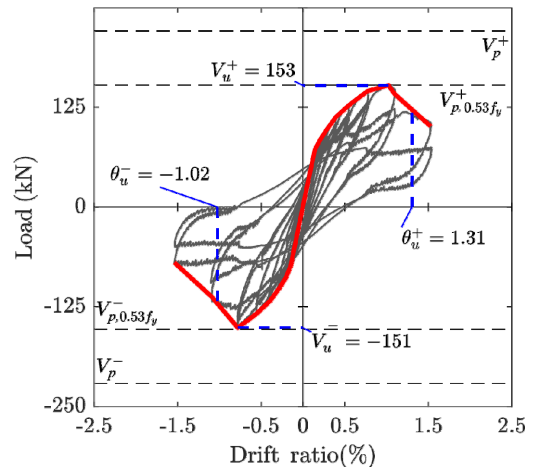
각 사이클에서 y방향 변위비는 x 방향 변위비의 50%로 적용시켰다 [26]. 또한 횡하중은 유압 액추에이터 로드셀을 통해 측정되었으며, 횡변위는 실험체 상단에 LVDT를 설치하여 측정되었다 (Fig. 4(d)).

3. 균열 및 파괴양상

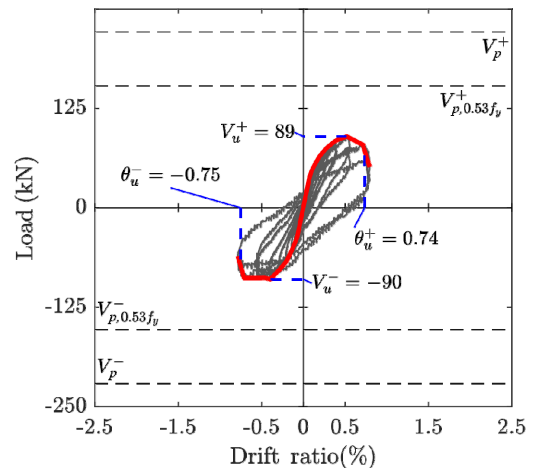
변위비에 따른 실험체의 파괴양상을 조사하기 위해 각 사이클 당 최대 변위에서의 균열을 확인하였다. Fig. 5는 세 가지 다른 변위비 ($\theta=0.40\%$,



(a) U10



(b) B10 (x-direction)



(c) B10 (y-direction)

Fig. 7. Cyclic curves of the specimens

0.78%, 1.09%)와 실험체 파괴 시 균열을 보여준다. 또한 Fig. 6은 휨 균열, 대각 균열, 수직 균열, 콘크리트의 피복 탈락, 파괴가 발생했을 때의 변위비를 나타낸다. 이방향 가력 실험체는 일방향 가력 실험체보다 초기 하중 단계에서 휨 균열, 대각 균열, 수직 균열, 콘크리트의 탈락, 파괴가 발생한 것으로 알 수 있다 (Fig. 6).

Table 2. Summary of test results for specimens.

Specimen	Loading direction		V_u (kN)	θ_f (%)	θ_u (kN)	Calculated V_p (kN)	Calculated $V_{p,0.53f_y}$ (kN)	V_u/V_p	$\frac{V_u}{V_{p,0.53f_y}}$
U10	x	(+)	163	2.14	1.40	221	153	0.71	1.05
		(-)	159	1.54	1.08			0.70	1.04
B10	x	(+)	153	1.53	1.33			0.69	1.00
		(-)	151	1.54	1.02			0.68	0.99
	y	(+)	89	0.80	0.80			0.40	0.58
		(-)	90	0.78	-			0.41	0.59

실험체 U10 - 변위비 0.40%에서 기둥 하부에 최초 휨 균열이 발생하였다 (Fig. 5(a)). 변위비가 증가함에 따라 휨 균열이 기둥의 중심부까지 이동하였다. 변위비 1.09%에서 겹침이음부를 따라 대각 균열과 수직 균열이 발생하였으며, 강도 저하가 동시에 나타났다 (Fig. 7(a)). 변위비 2.14%에서 수직 균열은 485 mm (=19.1 d_b)까지 확장되었다.

실험체 B10 - 실험체 B10의 첫 휨 균열은 U10 ($\theta=0.40\%$)보다 이른 변위비 0.28%에서 발생하였다. 첫 대각 균열과 수직 균열은 실험체 U10 ($\theta=1.09\%$)보다 이른 변위비($\theta=0.78\%$)에서 발생하였다. 파괴 시($\theta=1.54\%$), 수직 균열의 길이는 560 mm로 22.1 d_b 와 같았다 (Fig. 5(b)). 일방향 가력 실험체 U10보다 이방향 가력 실험체 B10에서 균열과 파괴가 이른 사이클에서 발생하였다.

4. 실험체의 하중-변위 응답

Fig. 7은 기둥 실험체의 이력곡선을 보여준다. 여기서 V_u 는 최대 전단강도, θ_f 는 실험종료 시 변위비, θ_u 는 최대 전단강도 이후 20% 내력 저하가 발생했을 때의 변위비이다. Table 2는 V_u , V_n , $V_{p,0.53f_y}$, θ_u , θ_f 값을 요약한 것이다.

4.1 최대강도 및 최대변위비 비교

일방향 가력 실험체 U10의 최대 강도 (V_u)는 163 kN 이며, 이는 기둥 하부 근처에서 수직 균열($\theta=1.09\%$, 13번째 사이클)이 발생했을 때와 동일한 강도 값이다. 실험체 U10의 측정된 전단강도와 계산된 전단강도를 비교하면, 실험체들의 측정된 전단강도(163 kN)는 계산된 전단강도(221 kN)보다 낮았다. 그러나 겹침이음길이를 고려하여 계산한 전단강도($V_{p,0.53f_y}$)는 측정된 전단강도(=163 kN)와 거의 동일했다(Fig. 7). 마찬가지로 이방향 가력 실험체 B10의 경우, V_u (=153 kN)는 V_p (221 kN) 보다 $V_{p,0.53f_y}$ (=153 kN)에 가까웠다. 또한 실험체 B10의 V_u 는 실험체 U10보다 94% 낮았으며, 실험체 B10의 θ_f 는 실험체 U10보다 29% 낮았다.

추가로, 짧은 겹침이음길이가 실험체의 하중-변위 응답에 미치는 영향을 비교해 보았다. Lynn [11]이 제작한 2CLH18 실험체의 단면크기, 철근 상세는 Table 3에 제시하였으며, 콘크리트 압축강도(f_{ck})와 철근의 항복강도를 제외하면 본 연구의 U10 실험체 (Fig. 1)와 대체로 유사한 값을 가지고 있다. U10의 경우, 기둥 하단에 짧은 겹침이음이 있으나, 2CLH18의 경

Table 3. Material properties of the specimen

Specimen	b (mm)	h (mm)	L (mm)	f_{ck} (MPa)	f_y (MPa)
2CLH18	457.2	457.2	1473.2	33.1	331

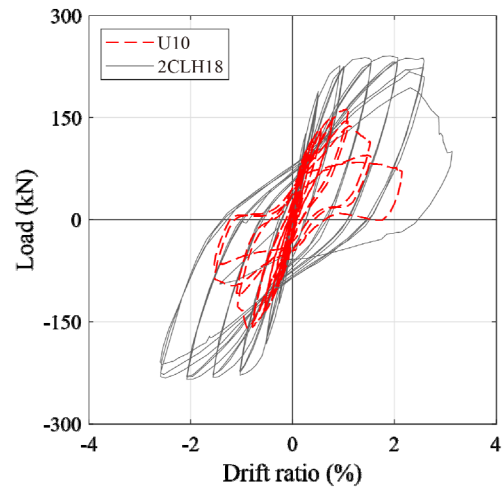


Fig. 8. Comparison of cyclic curve

우에는 겹침이음이 존재하지 않는다. U10과 2CLH18의 하중-변위 응답은 Fig. 8에 비교하였다. 실험체 U10은 실험체 2CLH18에 비해 최대 강도와 최대 변위비가 각각 32%, 31% 낮았다. 2CLH18의 경우, 겹침이음이 존재하지 않기 때문에 변위비 1.5% 근처에서 종방향 철근이 항복하였으나, U10의 경우 짧은 겹침이음으로 인해 철근이 항복하기 전에 겹침이음 파괴가 발생하였기 때문이다.

4.2 하중-변위 응답

Fig. 7(b)는 x방향의 이력곡선을 나타냈으며, Fig. 7(c)는 y방향의 이력곡선을 나타냈다. y방향의 최대강도는 x방향의 최대강도보다 58% 낮았다 (Fig. 7). 이방향 가력 실험체는 먼저 x방향 후 y방향의 하중을 가력 했기 때문에 x방향에서 먼저 손상이 발생하여 y방향의 최대하중이 감소한 것으로 보여진다. 이와 같은 현상은 다른 연구에도 보고되었다 [27, 28].

4.3 부착강도 저하

다음으로 겹침이음부에 부착된 스트레인게이지 (strain gauge) 값을 바

탕으로 부착-미끄러짐 파괴 (Bond-slip failure)를 확인해 보았다. Fig. 9의 가로축은 기동 횡력 재하지점에서 측정한 변위비 θ , 세로축은 철근 스트레인이게이지에서 측정한 변형률을 바탕으로 계산된 부착강도이며, 식(1)과 같이 계산할 수 있다 [7].

$$u = \frac{f_s d_b}{4l_d} \leq u_y \left(= \frac{f_y d_b}{4l_d} \right) \quad (1)$$

여기서 f_s 는 종방향 철근의 응력으로, 스트레인 게이지로 측정한 변형률 (ϵ_s)에 철근의 탄성계수 ($E_s=200$ GPa)를 곱한 값이고, u_y 는 식(1)에서 ϵ_s 가 항복변형률 ($=f_y/E_s=0.0022$)에 도달했을 때의 부착강도 u 이다.

Fig. 9에서 확인할 수 있듯, U10과 B10 모두 철근의 부착강도 u 가 u_y 에 도달하기 전에 두 실험체의 최대 부착강도 (u_{max})는 모두 변위비 $\theta=1.09\%$ 에서 관측되었으며, 이는 실험체가 최대내력 도달할 때의 변위비와 일치하였다 (Fig. 7).

모든 실험체의 u_{max} 에 대한 u_y 의 비율 ($=u_{max}/u_y$)은 0.65부터 0.75 사이이며, 이는 실험체들이 철근 항복강도 도달 이전에 부착파괴가 발생하여 하중-변위 응답 (Fig. 7)에서 내력저하가 발생하였음을 나타낸다. Leon

and Jirsa [29]는 중립 축에서 가장 멀리 떨어진 곳에 배치된 철근이 가장 먼저 앵커의 파괴가 있었다고 보고했으며, 이 연구에서도 동일한 현상이 관찰됐다.

$\theta=1.09\%$ 이후의 부착강도-변위비 응답 (Fig. 9)을 자세히 살펴보면, U10의 경우 15번째 사이클 ($\theta=1.53\%$)에서, B10의 경우 13번째 사이클 ($\theta=1.09\%$)에서 음강성이 확인되었으며, 이를 통해 부착파괴로 인한 부착강도 u 의 연화 (Softening) 현상을 확인할 수 있다. 이방향 가력 실험체 (B10)의 경우, 일방향 가력 실험체 (U10)보다 사이클마다 누적된 변위가 더 크기 때문에 부착강도가 조기에 약화된 것으로 확인되었다. 또한 부착강도 u 의 연화 (Softening) 현상이 발견된 사이클은 실험체 하단에서 피복이 탈락된 시점과 일치한다. 피복탈락이 부착강도에 영향을 준다는 사실은 과거 연구에서도 확인된 바 있다 [7, 29].

4.4 강성 저하 및 에너지 소산

Fig. 10(a)는 변위비와 강성을 초기 강성으로 정규화한 값과 변위비의 관계를 보여준다. 하중-변위 응답에서 정부가력 시의 최대 변위비를 이은 두 지점을 연결하는 선의 기울기로 구했다. 초기 하중강성은 두

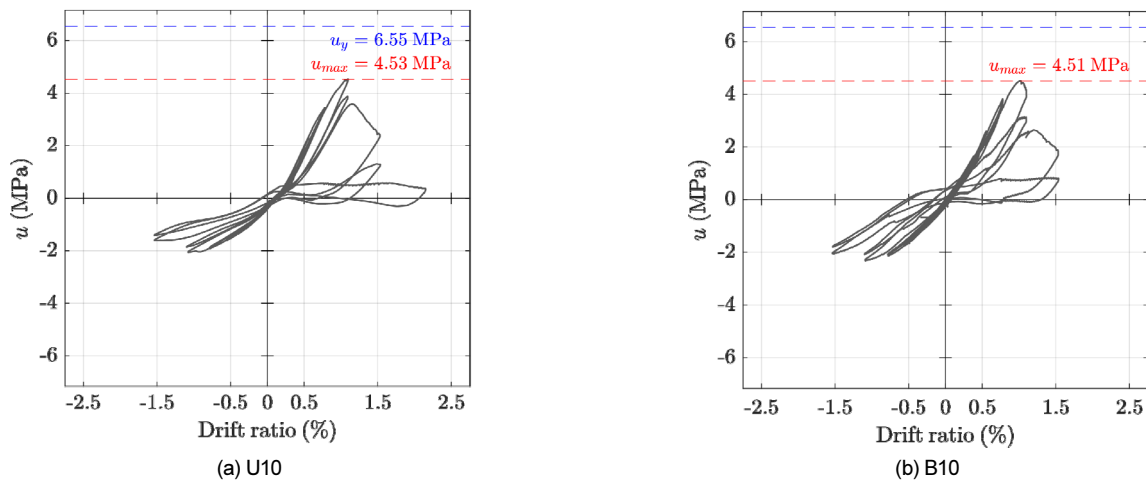


Fig. 9. Cyclic curves for bond strength versus drift ratio

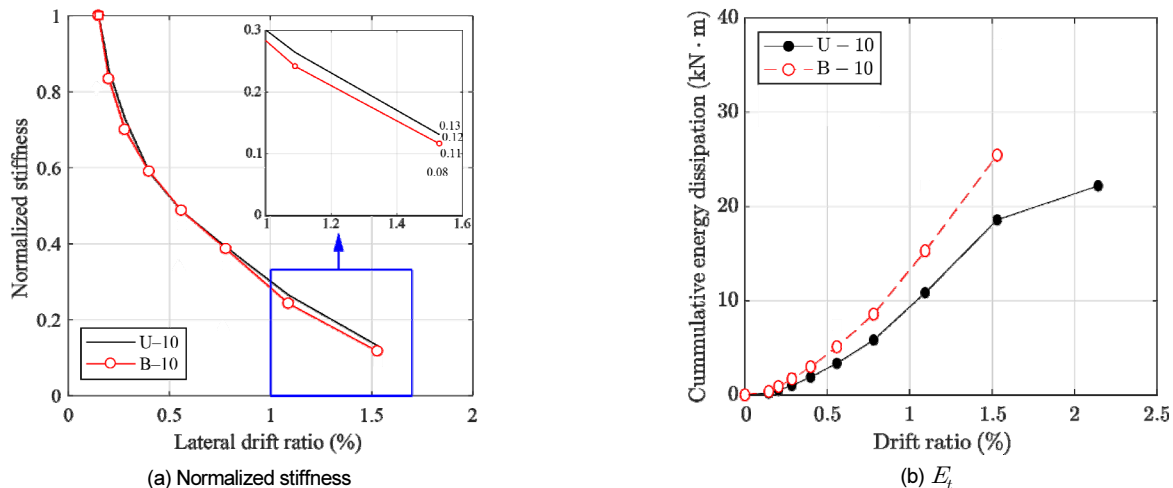


Fig. 10. Normalized stiffness and cumulative dissipated energy

개의 최고 지점 ($\theta = \pm 0.15\%$)을 연결한 선의 기울기이다. 실험체 U10과 B10의 경우 초기 할선강성은 각각 27.3, 27.9 kN/mm로 나타났다.

Fig. 10(b)는 실험체의 누적 에너지 소산량 (E_d)을 나타낸다. 이때, 이방향 가력 실험체의 경우 x와 y방향의 에너지 량을 합산하였다.

이방향 가력 실험체는 일방향 가력 실험체보다 더 큰 E_d 값을 보였다. 변위비 1.53%일 때 이방향 가력 실험체 B10은 일방향 가력 실험체 U10보다 1.37배 더 큰 E_d 를 갖는다. 동일한 가력 범위에서 비교하면 이방향 실험체의 누적변위가 일방향 실험체에 비해 더 컸기 때문이다. 가력 유형에 따른 에너지 소산량의 차이는 과거 연구에서도 관찰된 바 있다 [14], [15], [30]. 하지만 파괴 시, 이방향 가력 실험체 B10은 일방향 가력 실험체 U10의 1.14배 E_d 를 갖는다. 일방향 가력 실험체와 이방향 가력 실험체 사이의 E_d 에 대한 미미한 차이는 이방향 가력 실험체의 조기파괴와 관련이 있다.

5. 모델링파라미터 비교

ASCE [31]나 기존 시설물 (건축물) 내진성능 평가요령 [32]과 같은 내진 성능평가 요령에서는 일방향 하중을 받는 구조부재의 하중 변위 응답을 예측할 수 있는 모델링파라미터 (a, b, c , 최대강도, 초기강성)가 Fig. 11(a)과 같이 제시되어 있다. 따라서 구조부재에 이방향 하중이 작용할 경우, 내진 성능평가 요령에서 제시한 모델링파라미터 값이 실제 구조부재의 하중 변위 응답을 정확하게 묘사하지 못할 수 있다. 본 절에서는 U10과 B10의 실험결과를 바탕으로 모델링파라미터를 계측하고, 이를 ASCE [31]의 7.6.3절에 명시된 모델링파라미터 값과 비교하였다.

모델링파라미터는 실험체의 하중-변위 응답으로부터 생성된 포락곡선

에서 추출할 수 있다. Fig. 4(c)에서 확인할 수 있듯이, 실험체에는 동일한 변위진폭(θ_i)이 2번씩 반복하여 가해지는데, 각 변위진폭에서 첫번째 사이클의 최대 변위점을 연결하여 생성할 수 있다(Fig. 11). 다음으로 포락곡선으로부터 실험체의 모델링파라미터를 추출하였다. Fig. 11(a)에서 푸른 실선이 포락곡선, 붉은 점선이 포락곡선으로부터 추출된 모델링파라미터이다. 실험체의 모델링파라미터를 추출하는 방법은 Ghannoum and Matamoros [33]가 제시한 순서를 따랐다: (1) 전단력 (V)이 포락곡선의 70%에 도달한 지점과 원점을 잇는 할선(k_e)을 생성한다; (2) 이 할선이 최대 강도 (V_u)의 수평선과 교차할 때까지 연장시킨다; (3) 두개의 선이 교차하는 지점의 변위비를 유효 항복비 (θ_y)로 결정한다; (4) θ_u 의 경우, 실험체의 전단내력이 최대값에 도달한 이후 20%저하한 순간의 변위비로 결정한다.

모델링파라미터 a 는 θ_u 에서 θ_y 를 뺀 값이다($= \theta_u - \theta_y$) [31, 34]. ASCE [31]의 모델링파라미터 b 와 c 에 상응하는 실험체의 계측 값은 실험체가 횡력으로 인한 축파괴 (Axial failure)가 발생한 시점의 변위비와 θ_y 사이의 값으로 결정할 수 있다. 하지만 본 연구에서 제작된 실험체 (U10, B10)의 경우, 축파괴가 발생하기 전에 부차파괴가 발생하여 실험이 종료되었으므로 모델링파라미터 b 와 c 는 결정할 수 없었다. 따라서 본 연구는 ASCE [31]와 이상화된 뼈대곡선에서 얻은 유효 강성, 최대강도 (V_u), 모델링파라미터 a 를 비교하였으며, 이는 Table 4에 정리되어 있다.

ASCE [31]는 소성영역에서 짧은 겹침이음을 갖는 RC기둥의 종방향 철근에서 발생하는 최대응력을 식 (2)와 같이 제시하였다.

$$f_{s-deg} = 1.25 \left(\frac{l_{d-deg}}{l_{d-ACI}} \right)^{2/3} f_y \tag{2}$$

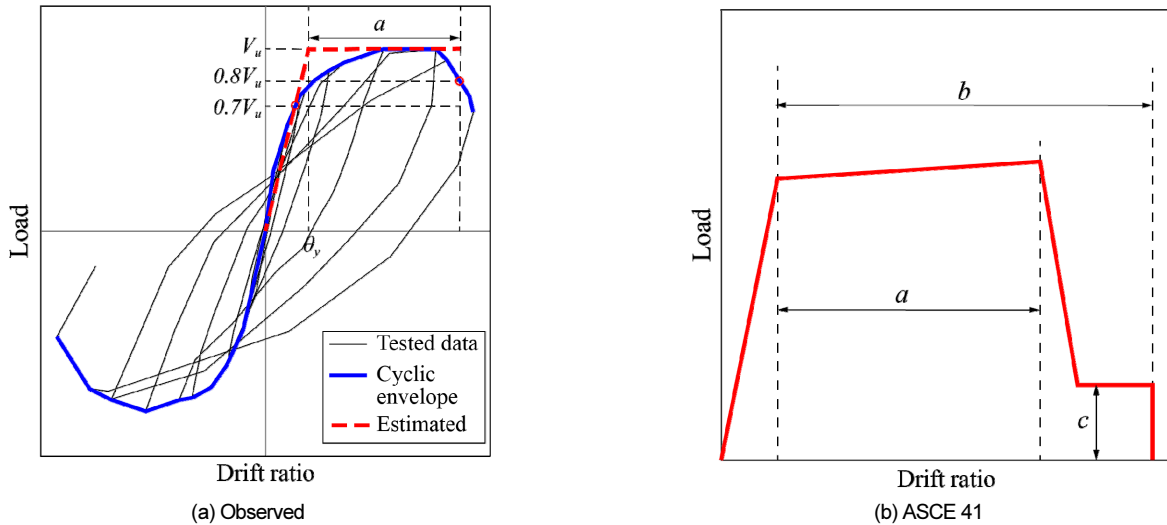


Fig. 11. Calculated and observed backbone curves

Table 4. Calculated and measured values of modeling parameters.

	Effective flexural rigidity (EI)			Plastic rotation angle, α (%)			Normalized maximum strength (V_u/V_n)		
	ASCE	Test	$\frac{EI_{ASCE}}{EI_{test}}$	ASCE (α_{ASCE})	Test (α_{test})	$\frac{\alpha_{ASCE}}{\alpha_{test}}$	$\frac{V_{u,ASCE}}{V_n}$	$\frac{V_u}{V_n}$	$\frac{V_{u,ASCE}}{V_u}$
U10	0.30	0.43	0.70	0.42	0.85	0.49	0.68	0.74	0.92
B10	0.30	0.40	0.75	0.42	0.80	0.53	0.68	0.69	0.99

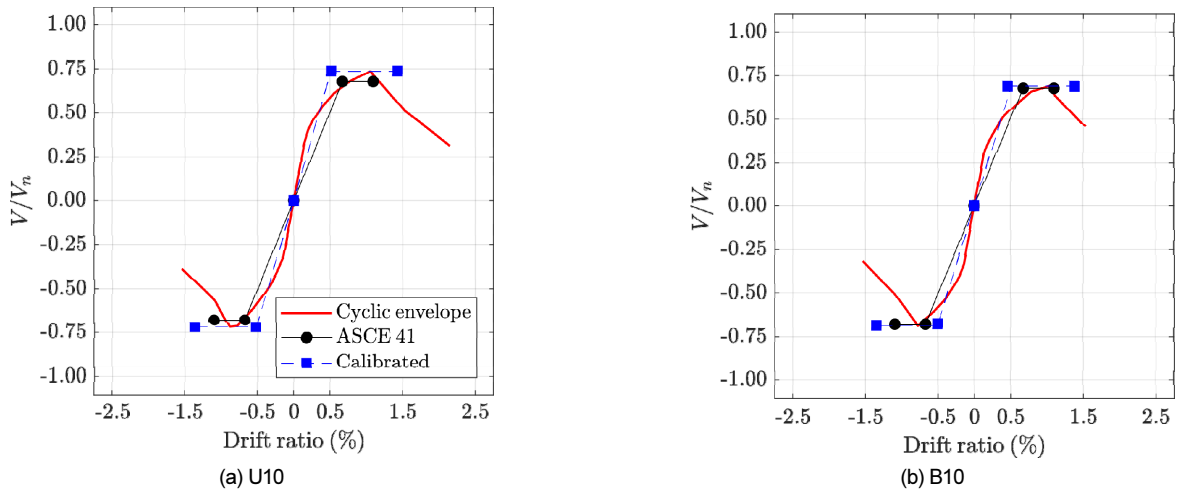


Fig. 12. Calculated and observed backbone curves

여기서 l_{b-deg} 는 $l_b - 2/3d$ 로 계산되며, d 는 기둥 단면의 깊이이다. 최대 강도 (V_u)는 M_u/L 로 계산되었으며, M_u 는 종방향 철근에 대한 f_y 가 아닌 f_{s-deg} 와 동일한 f_s 로 계산했다.

Fig. 12은 ASCE [31]에 명시된 모델링파라미터 값과 실험체로부터 측정한 모델링파라미터 값을 보여준다. Fig. 12과 같이 ASCE [31]의 Table 10-5를 사용하여 계산한 유효 강성은 실험체로부터 측정한 값보다 평균 27% 낮았다.

실험체 U10에 대해 측정한 a 값은 0.85 이었으며, 실험체 B10의 값은 0.80 이었다. ASCE [31]에 따라 계산한 a 값은 측정한 값보다 평균 51% 낮았다. 또한 실험체 U10의 경우 ASCE [31]를 사용하여 계산된 최대 강도 (V_u)는 측정한 V_u 보다 8% 낮았으며, 실험체 B10의 계산된 V_u 는 측정한 V_u 보다 1% 낮은 것으로 확인되었다. ASCE [31]의 모델링파라미터와 측정한 모델링파라미터의 차이는 ASCE [31]에 명시된 모델링파라미터가 가력유형에 대한 고려 없이 제안하고 있기 때문이다.

겹침이음 길이가 짧고, 이방향 하중을 받은 실험체의 경우, ASCE [31]의 모델링파라미터가 실제에 비해 강성을 25% 과도하게, 그리고 소성변위 비 a 를 47% 보수적으로 예측할 수 있음을 확인하였다. 겹침이음 길이가 짧고, 이방향 하중을 받은 실험체의 하중-변위 응답 자료가 누적되면 기존 내진 성능평가 요령에서 제시한 모델링파라미터 값의 정확도를 향상시킬 수 있을 것이다.

6. 결론

본 연구는 이방향 횡하중 가력 시 짧은 겹침이음을 갖는 RC 기둥의 하중-변위 응답을 조사하기 위해 실험을 실시하였다. 이 때 겹침이음길이는 KCI가 요구하는 겹침이음길이의 53%이다. 본 연구를 바탕으로 다음과 같은 결론을 얻을 수 있다.

- 1) 겹침이음 길이가 짧은 RC 기둥 실험체의 경우, 측정된 V_u 는 KCI [23]에 따라 계산된 V_n 보다 작았으며 ($V_u/V_p=0.65 \sim 0.74$), 휨강도와 전단 강도에 도달하기 전에 겹침이음파괴가 발생했기 때문이다.

- 2) 짧은 겹침이음을 고려한 휨 강도 ($f_s=0.53f_y$)에 해당하는 전단 강도 ($V_{n-0.53f_y}$)는 측정된 V_u 와 거의 동일했다 ($V_u/V_{p,0.53f_y}=1.00 \sim 1.05$). 이는 모든 실험체에서 겹침이음 파괴가 발생하였음을 의미한다.
- 3) 이력곡선상 이방향 가력 실험체는 일방향 가력 실험체보다 각 사이클에서 가력변위가 더 많았기 때문에 일방향 가력 실험체보다 에너지 소산량이 더 큰 값을 보였다. 하지만 이방향 가력 실험체가 일방향 가력 실험체보다 일찍 파괴 되어 일방향 가력 실험체와 이방향 가력 실험체의 누적 에너지 소산능력은 거의 동일하였다.
- 4) ASCE [31]를 따라 짧은 겹침이음된 RC 기둥 실험체에 대해 계산된 유효강성은 측정한 강성보다 평균 27% 낮았다.
- 5) ASCE [31]의에서 제시한 모델링파라미터 a 와 V_u 의 경우 이방향 하중에 대한 고려사항이 제시되지 않았기 때문에 실제 이방향 하중에 실험된 실험체에 비해 최대 51%의 오차를 보였다.

/ 감사의 글 /

본 논문은 국토교통과학기술진흥원의 지원(19CTAP-C152179-01)에 의하여 수행된 것으로 이에 감사를 표함.

/ REFERENCES /

1. Ghosh KK, Sheikh SA, Seismic upgrade with carbon fiber-reinforced polymer of columns containing lap-spliced reinforcing bars. *ACI Struct J*. 2007;104:227-236.
2. Moon KH, Jeon YR, Lee CS, Han SW, Evaluation of Performance of Korean Existing School Buildings with Masonry Infilled Walls Against Earthquakes. *Journal of the Earthquake Engineering Society of Korea*. 2012 Dec;16(6):37-46.
3. Kim KM, Lee SH, Oh SH, Seismic Performance Evaluation of Existing Low-rise RC Frames with Non-seismic Detail. *Journal of the Earthquake Engineering Society of Korea*. 2013 May;17(6):97-105.

4. Di Ludovico M, Verderame GM, Prota A, Manfredi G, Cosenza E. Cyclic behavior of nonconforming full-scale RC columns. *J Struct Eng.* 2014;140:04013107.
5. Valluvan R, Kreger ME, Jirsa JO. Strengthening of column splices for seismic retrofit of nonductile reinforced concrete frames. *ACI Struct J.* 1993;90:432-440.
6. Lynn AC, Moehle JP, Mahin SA, Holmes WT. Seismic evaluation of existing reinforced concrete building columns. *Earthq Spectra.* 1996;12:715-739.
7. Melek M, Wallace JW. Cyclic behavior of columns with short lap splices. *ACI Struct J.* 2004;101:802-811.
8. Kim DH, Kim JC, Choi KK. Experimental Study for Investigating Seismic Performances of RC Columns with Non-Seismic Details. *Journal of the Architectural Institute of Korea Structure & Construction.* 2016;32(1):35-44.
9. Cho J-Y, Pincheira JA. Nonlinear modeling of RC columns with short lap splices. 13th World Conference on Earthquake Engineering. BC: Vancouver. c2004.
10. Cho JY, Pincheira JA. Inelastic analysis of reinforced concrete columns with short lap splices subjected to reversed cyclic loads. *ACI Struct J.* 2006;103:280-290.
11. Lynn AC. Seismic evaluation of existing reinforced concrete building columns. Berkeley: University of California. c2001.
12. Aboutaha RS, Engelhardt MD, Jirsa JO, Kreger ME. Rehabilitation of shear critical concrete columns by use of rectangular steel jackets. *ACI Struct J.* 1999;96:68-78.
13. Harries KA, Ricles JM, Pessiki S, Sause R. Seismic retrofit of lap splices in nonductile columns using CFRP jackets. *ACI Struct J.* 2006;103:874-884.
14. Bousias SN, Verzeletti G, Fardis MN, Gutierrez E. Load-path effects in column biaxial bending with axial force. *J Eng Mech.* 1995;121:596-605.
15. Qiu F, Li W, Pan P, Qian J. Experimental tests on reinforced concrete columns under biaxial quasi-static loading. *Eng Struct.* 2002;24:419-428.
16. Del Zoppo M, Di Ludovico M, Prota A. Deformation capacity of non-conforming r.c. columns under compressive axial load and biaxial bending. *Eng Struct.* 2016;124:480-493.
17. Han SW, Kim T-O, Kim DH, Baek S-J. Seismic collapse performance of special moment steel frames with torsional irregularities. *Eng Struct.* 2017;141:482-494.
18. Park CK, Lee BG, Song HW, Chung YS. Experimental Behavior of Reinforced Concrete Column-Bent Piers under Bidirectional Repeated Loading. *Journal of the Earthquake Engineering Society of Korea.* 2005;Feb;9(1):17-24.
19. Takizawa H, Aoyama H. Biaxial effects in modelling earthquake response of R/C structures. *Earthq Eng Struct D.* 1976;4:523-552.
20. Di Ludovico M, Verderame GM, Prota A, Manfredi G, Cosenza E. Experimental behavior of nonconforming RC columns with plain bars under constant axial load and biaxial bending. *J Struct Eng.* 2013;139:897-914.
21. Kawashima KH, Ogimoto R, Hayakawa G. Effect of bilateral excitation on the seismic performance of reinforced concrete bridge columns. Proceedings of the 8th US National Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, CA. c2006.
22. Rodrigues H. Biaxial seismic behaviour of reinforced concrete columns. Aveiro, Portugal: Departamento de Engenharia Civil, University of Aveiro. c2012.
23. Korea Concrete Institute. Concrete design code of Korea (KCI 2012). Seoul, Korea. c2012.
24. Korea Standards Association. KS F 2403. Standard Test Methods for Making and Curing Concrete Specimens. Republic of Korea, 2014.
25. Korea Standards Association. KS B 0802. Method of Tensile Test for Metallic Materials. Republic of Korea. 2018.
26. FEMA. Interim testing protocols for determining the seismic performance characteristics of structural and nonstructural components. Washington, DC: Federal Emergency Management Agency. c2007.
27. Rodrigues H, Arede A, Varum H, Costa AG. Experimental evaluation of rectangular reinforced concrete column behaviour under biaxial cyclic loading. *Earthq Eng Struct D.* 2013;42:239-259.
28. Tsuno K, Park R. Experimental study of reinforced concrete bridge piers subjected to bi-directional quasi-static loading. *J Struct Mech Earthquake Eng.* 2004;21:11s-26s.
29. Leon R, Jirsa JO. Bidirectional loading of R,C. Beam-column joints. *Earthq Spectra.* 1986;2:537-564.
30. Rodrigues H, Varum H, Arede A, Costa A. A comparative analysis of energy dissipation and equivalent viscous damping of RC columns subjected to uniaxial and biaxial loading. *Eng Struct.* 2012;35:149-164.
31. ASCE 41-17. Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. Reston, VA: American Society of Civil Engineers. c2017.
32. Korea Infrastructure Safety & Technology Corporation. Evaluation Method of Seismic Performance on Existing Facilities (Buildings). RD-13-R3-058. Korea Infrastructure Safety & Technology Corporation. c2013.
33. Ghannoum WM, Matamoros AB. Nonlinear modeling parameters and acceptance criteria for concrete columns 297 ACI Special Publication. 2014. p. 1-24.
34. Sezen H, Moehle JP. Shear strength model for lightly reinforced concrete columns. *J Struct Eng* 2004;130:1692-1703.