한국지진공학회 논문집 17권 3호 (통권 제91호)
2013년 5월

EESK J Earthquake Eng Vol. 17 No. 3, 97-105
http://dx.doi.org/10.5000/EESK.2013.17.3.97

비내진상세를 가지는 기존 저층 철근콘크리트 골조의 내진거동평가

Seismic Performance Evaluation of Existing Low-rise RC Frames with Non-seismic Detail

김경민[1] · 이상호[2]* · 오상훈[3]
Kim, Kyung Min[1] · Lee, Sang Ho[2]* · Oh, Sang Hoon[3]
[1]국립방재연구원, [2]부산대학교 건축공학과
[1]NDMI, [2]Department of Architectural Engineering, Pusan National University

/ ABSTRACT /

In this paper, the a static experiment of on two reinforced concrete (RC) frame sub-assemblages was conducted to evaluate the seismic behaviors of existing RC frames that were not designed to support a seismic load. The specimens were a one span and actual-sized. One of them had two columns with the same stiffness, but the other had two columns with different stiffness values. As Regarding the test results, lots of many cracks occurred on the surfaces of the columns and beam-column joints for the two specimens, but the cover concrete splitting hardly occurred was minimal until the test ends. In the case of the specimen with the same stiffness offor the two columns, the flexural collapse of the left-side column occurred. However, in the case of the specimen with different stiffness values for of the two columns, the beam-column joint finally collapsed, even though the shear strength of the joint was designed to be strong enough to support the lateral collapse load. The nonlinear Nonlinear static analysis of the two specimens was also conducted using the uniaxial spring model, and the analytical results successfully simulated the nonlinear behaviour of the specimens in accordance with the test results.

Key words: Reinforced concrete, Non-seismic details, Seismic behaviour, Beam-column joint

1. 서 론

2010년 6월 현재, 국내 전체 건축물 680만 동 중에서 5층 이하의 건축물은 97.5%에 해당하는 663만 동이며, 이중 99.5%에 달하는 660만 동의 건축물은 내진설계가 되어 있지 않은 실정으로[1], 국내에 대규모 지진이 발생할 경우, 5층 이하의 저층 건축물에 큰 피해가 발생하여 결과적으로 많은 인명피해가 발생할 것으로 예상된다. 참고로, 내진설계가 미적용된 건축물을 구조형식별로 살펴보면, 1, 2층의 조적조 건축물이 74.6% 로 가장 많은 것으로 나타났으며, 1~5층의 철근콘크리트조 건축물이 17.8% 로 그 다음으로 많은 것으로 나타났다[1].

국내에 내진설계가 도입되기 이전인 1980년대에 건설된 5층 이하의 중·저층 철근콘크리트 골조 건축물은 보보다 기둥의 항복내력이 작은 것이 일반적이다. 또한, 수직하중만 고려하여 설계하였기 때문에 횡보강근량, 특히, 보-기둥 접합부의 횡보강근량이 적고, 부재의 횡보강근을 90° 표준갈고리로 배근하는 등의 특징을 가지고 있다. 이로 인하여, 내진설계가 적용되지 않은 5층 이하의 철근콘크리트 골조 건축물의 경우, 지진하중에 의하여 기둥 항복이 선행하거나 횡보강근량의 부족 등으로 인하여 접합부가 파괴되어 층이 붕괴되는 등의 취성적인 파괴가 일어날 가능성이 높다고 할 수 있지만, 이에 대한 실험적[2], 해석적 연구는 비교적 부족한 실정이다.

한편, 기존 저층 건축물의 내진안전성을 확보하기 위하여 기존 시설물의 내진보강추진 등을 법제화[3]하고 있으며, 공공건축물을 중심으로 내진보강사업이 점진적으로 진행되고 있다[4]. 한정된 자원의 낭비를 막고 효율적이고 경제적인 내진보강공사를 실시하기 위해서는 내진보강 대상 건축물의 보유 내진성능을 정확히 파악한 후에, 이를 바탕으로 내진보강계획을 수립하고, 내진보강공법을 선정하여, 내진보강공사를 실시할 필요가 있다.

이에 본 연구에서는 내진설계가 도입되기 이전에 건설된 5층 이하의 철근콘크리트 골조 건축물을 대상으로 보유 내진성능을 평가하여, 적절한 내진보강계획을 수립할 수 있도록 하기 위한 기초자료를 제공하고자 한다. 이를 위하여 비내진상세를 가지는 기존 저층 철근콘크리트조 건축물을 대상

*Corresponding author: Lee, Sang Ho
E-mail: sangho@pusan.ac.kr
((Received 18 December 2012; Accepted 20 February 2013)

으로 한 실대형 크기의 철근콘크리트 1층 1경간 골조 시험체에 대한 정적 반복가력실험 및 비선형 정적해석을 실시하여 보유 내진성능에 대한 평가를 실시한다. 또한, 동일 경간에 강성이 다른 기둥이 존재하는 경우, 이에 따른 골조 내진성능에의 영향에 대해서도 검토한다.

2. 기존 저층 RC 건축물의 구조적 특징

참고문헌[1]에서는 내진설계가 적용되지 않은 기존 저층 철근콘크리트 건축물을 대상으로 56동의 표본 건축물을 선정하여 일반적인 구조현황에 대하여 조사하였다. 표본 건축물은 3~5층의 근린생활시설, 다세대 주택으로 Table 1과 같은 구조형식으로 이루어졌으며, 사용재료와 부재의 구조적 특징은 Table 2 및 Table 3과 같다. 전체적으로 사용된 콘크리트와 철근의 재료강도가 비교적 낮은 편이며, 특히 횡보강근의 항복강도가 240MPa로 낮은 것으로 나타났다. 또한, 벽체의 경우, 횡보강근비가 평균적으로 0.55%인 반면에, 기둥의 경우, 횡보강근비가 평균적으로 0.13%이며, 횡보강근의 간격도 300mm이상으로 횡보강근량도 현행 기준[5]에 미달하고 있어 지진하중에 대하여 매우 취약할 것으로 판단된다. 한편, 기둥의 경우, 인장철근비의 평균이 0.68%로 인장철근량이 적은 편이고, 전단경간비(평균 6.32)가 큰 편으로 기둥이 휨항복할 가능성이 높을 것으로 판단된다.

내진설계가 적용되지 않은 경우, 지진에 의한 수평하중을 고려하지 않아, 통상적으로 접합부에 전단보강근을 배근[6-9]하지 않았거나 전단보강근양이 적으며, 보 하부근은 하부 기둥의 주두부에 정착되도록 배근[10, 11]하였기 때문에 지진에 의하여 접합부가 파괴될 가능성이 높다고 할 수 있다.

Table 1. Structural types and numbers

Structural Type	Frame(1st Story) + Wall(Upper Stories)	Frame + Wall	Wall
Num. of Buildg.	44	6	6

Table 2. Material properties

Compressive strength of concrete (MPa)	Yield strength (MPa)	
	Longitudinal reinforcement	Transverse reinforcement
15-24 (the majority was 18 or 21)	240 or 400	240

3. 실험개요

3.1 시험체 개요

군 생활시설물의 상당수는 내진설계가 도입되기 이전인 1980년대부터 1990년대 초반에 걸쳐 건설되었으며, 대다수가 3층 이하의 저층 철근콘크리트조 및 조적조 건축물이다. 본 논문에서는 이 중에서 표본으로 선정된 Fig. 1의 군 통합막사(시험체 A생활관, Specimen dorm. A)과 군인 아파트(시험체 B아파트 Specimen apt. B)에 대하여 지진하중에 취약한 일부분

Table 3. Structural properties of vertical members

Columns							Walls	
Depth (mm)	Width (mm)	Tensile longitudinal reinforcement ratio (%)	Transverse reinforcement ratio (%)	Space of transverse reinforcement (mm)	Axial stress (MPa)	Shear span ratio	Tensile longitudinal reinforcement ratio (%)	Transverse reinforcement ratio (%)
400	400	0.20 ~ 1.40 (0.68)	0.08 ~ 0.23 (0.13)	larger than 300	0.20 ~ 14.00 (3.17)	5.00 ~ 9.00 (6.32)	0.40 ~ 1.00 (0.73)	0.25 ~ 1.05 (0.55)

The values of parenthesis mean averages.

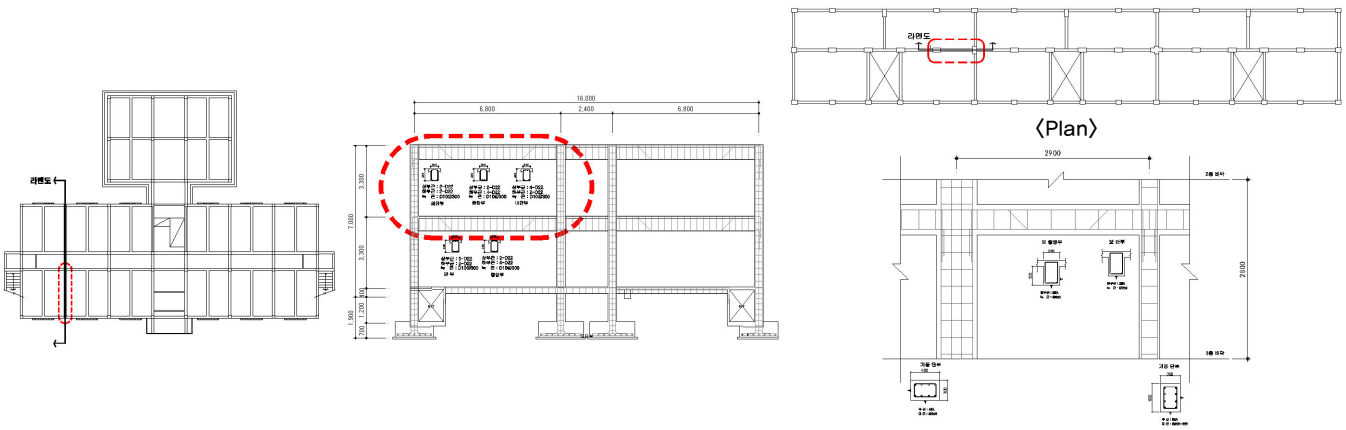
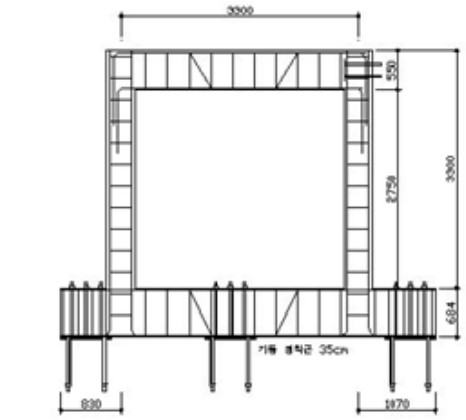


Fig. 1. Subject buildings

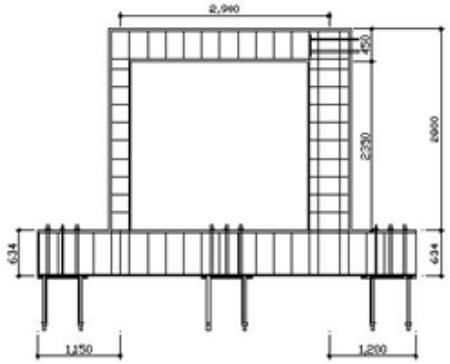
Table 4. Section properties of specimens

Specimen	Dorm. A			Apt. B		
Members	Column	Beam		Column	Beam	
Section (Width X Depth)	400 X 400 mm	350 X 350 mm		600 X 300 mm 300 X 600 mm	250 X 450 mm	
Longitudinal reinforcement	6-D16	Upper part	4-D22	8-D19	Upper part	3-D22
		Lowe part	2-D22		Lower part	2-D22
Transverse reinforcement	D10@300	D10@250		D10@250	D10@250	
Steel type	SD400			SD400		
Axil load	-	-		-	-	
Beam-column capacity ratio[1)]	2.01			1.61(Left) / 0.86 (Right, 1.16[2)])		

*1) Beam-column capacity ratio : the ratio of maximum bending moment in beam to maximum bending moment in column at the center of beam-column joint
*2) Column-beam capacity ratio : the ratio of maximum bending moment in column to maximum bending moment in beam at the center of beam-column joint



(a) Specimen dorm. A



(b) Specimen apt. B

Fig. 2. Frame specimens (unit: mm)

을 대상으로 실험 여건을 고려하여 최대한 실제 크기와 동일하게 시험체를 제작하였다. 즉, 시험체는 Fig. 2와 같은 철근콘크리트 1층 1경간 골조 시험체로, Table 4와 같은 부재 단면상세를 가지며, 두 기둥의 강성이 동일한 시험체 A생활관과 두 기둥의 강성이 서로 다른 시험체 B아파트의 두개이다. 참고로, 시험체 B아파트의 경우, Fig. 2의 우측기둥 휨강성은 좌측기둥 휨강성의 약 4배이다. 두 시험체 모두 보의 내력에 비하여 기둥의 내력이 작아, 기둥의 휨파괴에 의하여 최종적으로 파괴 될 것으로 예상된다.

Table 5. Concrete properties

Age (Day)	Compressive strength (MPa)	Tensile strength (MPa)	Elastic modulus (MPa)
31	20.2	2.0	21,000
42	21.4	2.2	18,000

Table 6. Steel properties

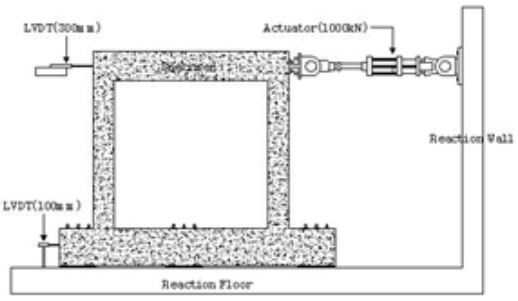
Type	Yield strength (MPa)	Tensile strength (MPa)	Elastic modulus (MPa)
HD6	617.6	700.6	206,000
HD16	461.3	553.2	177,000
HD19	437.7	653.3	156,000
HD22	541.0	620.0	146,000

시험체 제작에는 대상 건축물에 사용된 콘크리트와 동일한 설계기준강도인 21MPa의 콘크리트를 사용하였다. 한편, 대상 건축물에 사용된 철근은 SD240이었지만, 현재 SD240의 철근을 구하기가 어려운 관계로 SD400의 철근을 사용하여 대상 건축물의 부재별 주근 및 횡보강근의 양과 동일해지도록 시험체의 기둥 및 보에 대하여 Table 4와 같이 주근과 횡보강근을 배근하였다. 가력실험 전후인 재령 31일과 42일의 콘크리트 재료시험결과는 Table 5와 같으며, 철근의 재료시험결과는 Table 6과 같다.

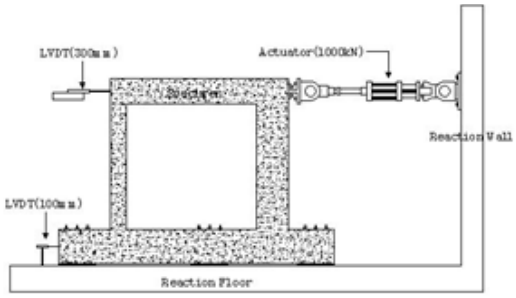
3.2 실험방법

시험체의 가력은 Fig. 3과 같이 1,000kN의 액츄에이터를 이용하여 보 단면 중앙위치의 변위제어에 의하여 실시하였다. 가력이력은 Fig. 4와 같으며, 기둥 순높이 h에 대하여 층간변형각 1/800, 1/400, 1/200, 1/100, 1/50의 주진폭으로 3회씩 정 · 부 방향으로 반복하여 가력하였다. 여기서, 기둥 순높이 h는 기초보 상부면에서 상부보 하부면까지의 거리로 시험체 A생활관의 경우 2,750mm, 시험체 B아파트의 경우 2,350mm이다.

시험체의 수평변위는 Fig. 3과 같이 보단면 중앙위치에 설치한 변위계로 측정하였다. 또한, 기둥과 보의 주근 및 횡보강근의 변형률은 Fig. 5와 같이 부재 위험단면위치의 16개소에 스트레인게이지를 부착하여 측정하였다.



(a) Specimen dorm. A



(b) Specimen apt. B

Fig. 3. Test set-up

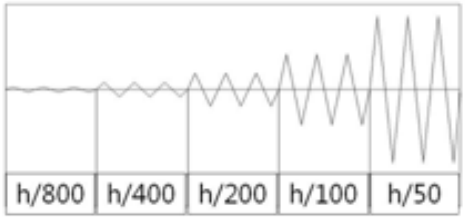


Fig. 4. Loading history

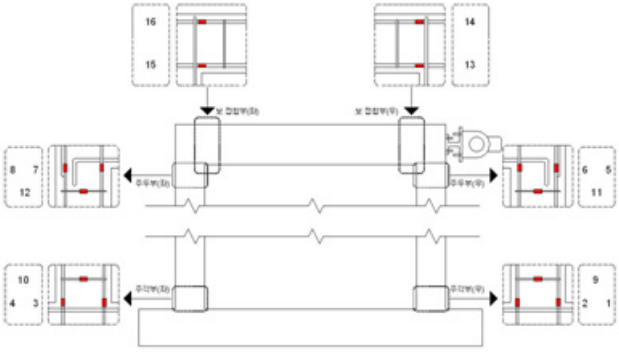
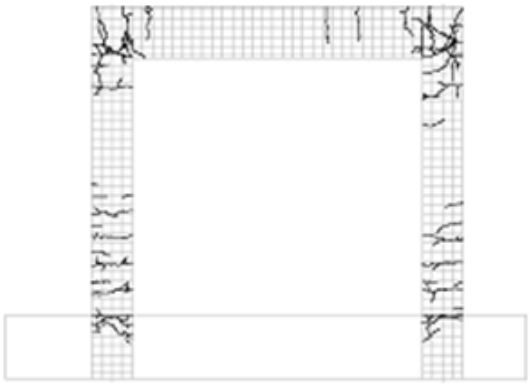


Fig. 5. Strain guage locations

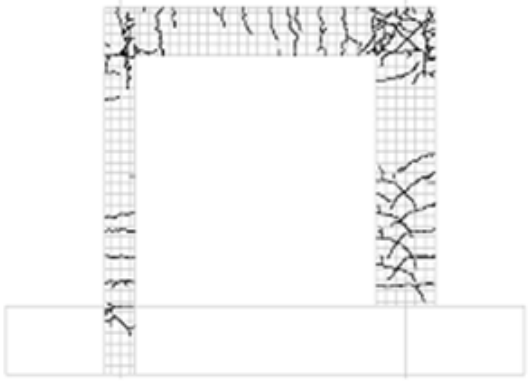
4. 실험결과

4.1 파괴 형상

Fig. 6은 가력 시험체의 최종 파괴형상을 나타낸다. 두 시험체 모두 기둥



(a) Specimen dorm. A



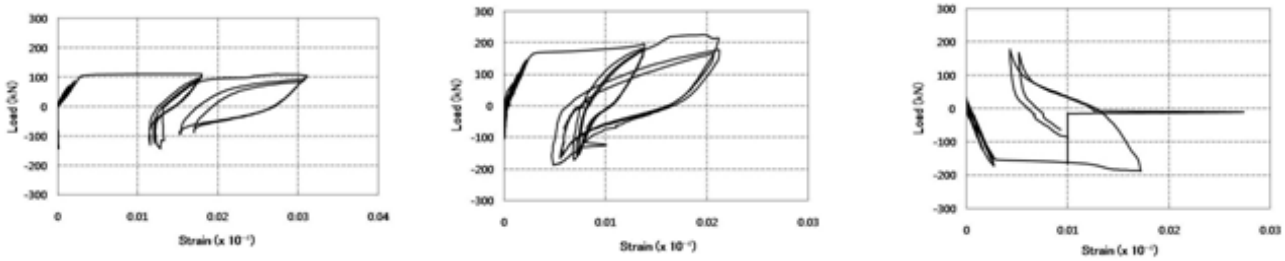
(b) Specimen apt. B

Fig. 6. Crack occurrence

과 접합부 패널에 상당수의 균열이 발생한 반면에, 가력 종료시까지 콘크리트의 압괴 · 탈락은 거의 발생하지 않았다.

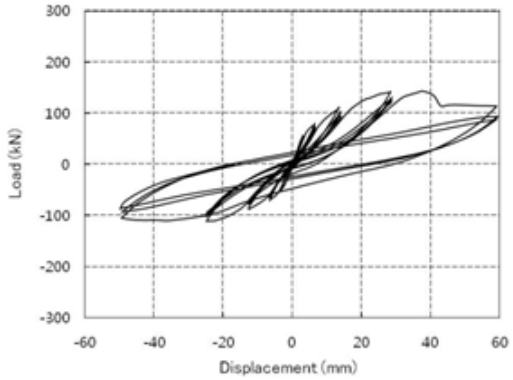
시험체 A생활관의 경우, 층간변형각 1/800에 의한 가력시 기둥 주각 및 주두 위험단면 위치에 처음으로 휨균열이 발생하였으며, 이후 가력에 의하여 기둥 부재 중앙부 방향으로 다수의 휨균열이 발생 · 진전되었다. 한편, 좌측 기둥 주두 위험단면위치에 발생한 휨균열은 가력에 따라 접합부 패널 내부로 진전되어, 층간변형각 1/50에 의한 가력시, 균열 폭이 급격히 벌어짐과 동시에 피복 콘크리트가 탈락되었다(Fig. 9(a) 참조). 또한, 층간변형각 1/200에 의한 가력시에는 우측 보단부에 휨균열이, 좌측 접합부 패널에 기둥 주근과 평행한 균열이 발생하였다. 한편, 우측 접합부 패널에는 층간변형각 1/100에 의한 가력시에 전단균열이 발생하여, 가력 종료시까지 액츄에이터와 시험체를 연결하기 위하여 접합부 내부에 설치한 볼트(Fig. 2 참조)의 영향으로 좌측 접합부 패널보다 더 많은 균열이 발생하였다.

시험체 B아파트의 경우, 층간변형각 1/800에 의한 가력시, 강성이 작은 좌측 기둥 주각과 보단부 위험단면 위치에 휨균열이 발생하였다. 강성이 큰 우측 기둥 주각에는 층간변형각 1/400에 의한 가력시에 휨균열이 발생하였으며, 이후 가력에 의하여 양 기둥 및 보의 단부에서 중앙부로 다수의 휨균열이 발생 · 진전되었다. 이 중, 강성이 큰 우측 기둥 중앙에서 하부구간에 발생한 휨균열은 층간변형각 1/100에 의한 가력시 전단균열로 변화하였다. 한편, 층간변형각 1/200에 의한 가력시부터 우측 접합부 패널에 전단균열이 발생하였으며, 실험 종료시까지 우측 접합부에는 전단균열이, 좌측 접합부에는 기둥 주근과 평행한 균열이 발생하였다. 시험체 A생활관과 마찬가

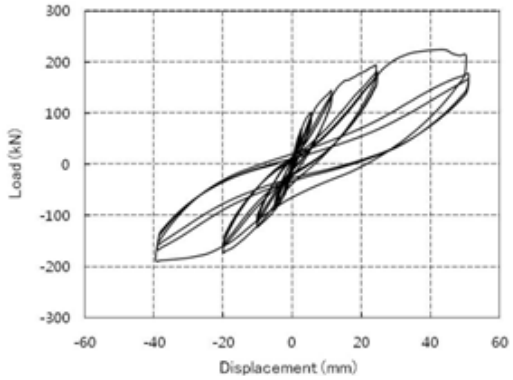


(a) Specimen dorm. A (No. 4 of Fig. 5)　　(b) Specimen apt. B (No. 1 and No. 3 of Fig. 5)

Fig. 7. Relationship between lateral load and column strain



(a) Specimen dorm. A



(b) Specimen apt. B

Fig. 8. Relationship between lateral force and displacement

지로 액츄에이터와 시험체를 연결하기 위하여 설치한 볼트의 영향으로 우측 접합부 패널에 더 많은 균열이 발생하였으며, 층간변형각 1/50에 의한 가력 종료시까지 접합부 패널에 발생한 균열의 폭은 크게 확대 되었지만 (Fig. 9(b) 참조), 시험체 전체에서 콘크리트 압괴, 탈락 등은 거의 발생하지 않았다.

4.2 철근 항복

Fig. 7(a)와 같이 시험체 A생활관의 경우, 층간변형각 1/100에 의한 첫번째 가력 중에 양측 기둥 주각부의 주근이 항복한 반면에, 양측 기둥 주두부 및 보 양단부의 주근과 모든 횡보강근은 실험 종료시까지 항복하지 않은 것으로 나타났다.

시험체 B아파트의 경우도, Fig. 7(b)와 같이 층간변형각 1/100에 의한 첫번째 가력 피크시에 양측 기둥 주각부의 주근이 항복한 반면에, 양측 기둥 주두부 및 보 양단부의 주근과 모든 횡보강근은 실험 종료시까지 항복하지 않은 것으로 나타났다.

4.3 하중과 변위의 관계

Fig. 8은 시험체의 수평하중과 층간변위와의 관계를 나타낸다. 두 시험체 모두 1/800에 의한 가력시에 발생한 휨균열로 골격곡선의 강성이 저하하기 시작하였으며, 층간변형각 1/100에 의한 가력시에 기둥 주각부 주근이 항복하면서 강성이 현격하게 저하되어, 층간변형각 1/50에 의한 가력시에 최대내력(시험체 A생활관 : 142.2kN, 시험체 B아파트 : 224.6kN)에 도달하였다.

시험체 A생활관의 경우, 층간변형각 1/50에 의한 첫번째 가력중에 좌측 기둥 주두 위험단면위치의 휨균열이 크게 확대되고, 피복 콘크리트가 탈락 (Fig. 9(a) 참조)하면서 내력이 급격히 저하하였다. 이에 따라, 최종적으로 동일 층간변형각에 의한 두번째 가력시에 내력이 최대내력의 65% 이하로 저하되면서 파괴되었으며, 에너지흡수능력이 큰 방추형 이력곡선 형태를 나타내었다.

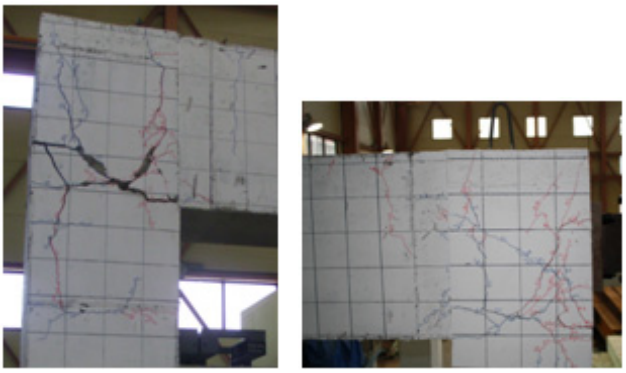
한편, 시험체 B아파트의 경우, 기둥 주각부 주근이 항복한 후에, 접합부 패널에 집중적으로 발생한 전단균열 등의 확대로 파괴되었으며, 이에 따라 이력곡선은 접합부 파괴의 전형적인 형태인 핀칭현상에 의한 역S자 형태를 나타내었다. 또한, 최종가력시 최대내력은 시험체 경험 최대내력의 73%로 저하하였다.

4.4 접합부 전단내력

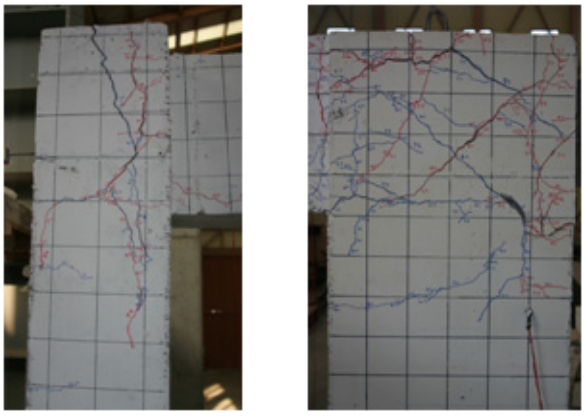
본 논문에서 대상으로 하고 있는 두 시험체는 모두 기둥 주근이 항복한 이후에 Fig. 9와 같이 접합부 패널 내부 및 인접부에 집중하여 발생한 손상으로 인하여 최종적으로 파괴에 도달하였다. 이에 본 절에서는 두 시험체의 접합부 전단여유도에 대한 검토를 실시하였다.

접합부의 전단여유도 s_j 는 식(1)과 같이 접합부에 작용하는 전단력 V_j 에 대한 접합부의 전단강도 V_{ju} 비로 나타낼 수 있으며[12], V_j, V_{ju} 는 각각 식 (2)와 식 (3)으로 계산하였다.

$$s_j = V_{ju} / V_j \tag{1}$$

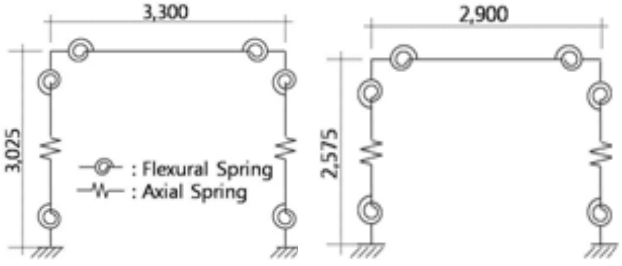


(a) Specimen dorm. A



(b) Specimen apt. B

Fig. 9. Damage in beam-column joint



(a) Specimen dorm. A (b) Specimen apt. B

Fig. 10. Modelling of specimen

$$V_{ju} = \kappa \Phi F_j b_j D_j \quad (2)$$

$$V_j = T - V_B \quad (3)$$

여기서,

κ : 접합부 형상계수 (L형 접합부의 경우, 0.4),

Φ : 직교보 유무에 따른 계수 (직교보가 없는 경우, 0.85),

F_j : 접합부의 콘크리트 압축강도,

b_j : 접합부 폭,

D_j : 접합부 높이,

T : 기둥단면 인장력,

V_B : 보에 작용하는 전단력

Table 7. Strength of beam-column joint

Specimen		V_{ju} (kN)	V_j (kN)	s_j
Dorm. A		429	208	2.05
Apt. B	Left joint	250	157	1.59
	Right joint	250	164	1.52

Table 8. Comparison of maximum shear force

Specimen	Calculation(kN)	Test(kN)	Test/ Calculation
Dorm. A	136.1	142.2	1.04
Apt. B	268.8	224.6	0.84

Table 7은 각 시험체의 전단여유도 계산결과를 나타낸다. 실험결과 기둥 주두 위험단면위치의 휨균열의 확대로 최종 파괴된 시험체 A생활관의 경우, 전단여유도가 2.05였으며, 접합부가 파괴된 시험체 B아파트도 전단여유도가 1.52, 1.59로 접합부의 전단강도에 비하여 입력 전단력의 크기가 작은 편이었음을 알 수 있다.

한편, 시험체 A생활관은 보-기둥 내력비가 2.01(Table 4 참조)이었던 반면에, 시험체 B아파트의 좌측 접합부에서의 보-기둥 내력비가 1.61, 우측 접합부에서의 보-기둥 내력비가 0.86 (기둥-보 내력비는 1.16)이었다. 보-기둥 내력비 및 기둥-보 내력비가 작은 시험체 B아파트는 시험체 A생활관과 달리 기둥 주근이 항복한 후에 접합부 패널이 파괴되면서 Table 8과 같이 계산에 의한 최대내력을 발휘하지 못하는 것으로 나타났다[13]. 반면에, 보-기둥 내력비가 2.01로 2이상인 시험체 A생활관은 계산결과와 유사한 최대내력을 발휘하였다.

5. 비선형 정적해석

5.1 해석모델 및 해석방법

비선형 정적해석은 3차원 비선형 해석프로그램인 CANNY[14]를 이용하여 수행하였다.

시험체는 Fig. 10과 같이 부재 중심위치에서의 선형부재로 가정하고, 부재의 양단부 및 중앙부에 위치하는 스프링에 의하여 부재의 비선형 거동을 나타내는 선형 스프링모델로 모델화하였다.

보부재는 부재 양단부에 위치하는 휨스프링에 의하여 비선형 휨거동을 모사하는 것으로 가정하였으며, 휨스프링에는 Fig. 11(a)와 같이 Tri-linear의 골격곡선을 가지며, loop의 최대점을 향하여 가력하는 것을 특징으로 하는 복원력특성 모델을 적용하였다.

기둥부재는 부재 양단부에 위치한 휨스프링에 의하여 비선형 휨거동을, 부재 중앙부에 위치한 축스프링에 의하여 비선형 축거동을 모사하는 것으로 가정하였으며, 휨스프링에는 Fig. 11(b)의 복원력특성 모델을, 축스프링에는 Fig. 11(c)의 복원력특성 모델을 적용하였다[15].

한편, 보와 기둥의 전단거동은 휨거동에 비례하여 발생하며, 선형거동을 나타내는 것으로 가정하였다.

Table 9는 복원력특성 모델의 초기강성과 특성점 하중(휨스프링의 균

열점 강도(FC)와 항복점 강도(FY), 축스프링의 인장강도(FY-)와 압축강도(FY+))을 나타낸다. 여기서, 휨스프링의 특성점 하중은 평면유지를 가정한 부재 단면의 휨해석에 의하여 산출하였으며, 보의 경우, 수평 하중에 의하여 좌측 위험단면의 상부가 인장측이 되면, 우측 위험단면은 하부가 인장측이 되기 때문에 모멘트는 정모멘트와 부모멘트의 평균값을 적용하였다. 한편, 축스프링의 특성점 하중은 Table 5의 콘크리트 재료시험 결과에 의한 콘크리트의 인장강도 및 압축강도에 기둥 단면적을 곱하여 산출하였다.

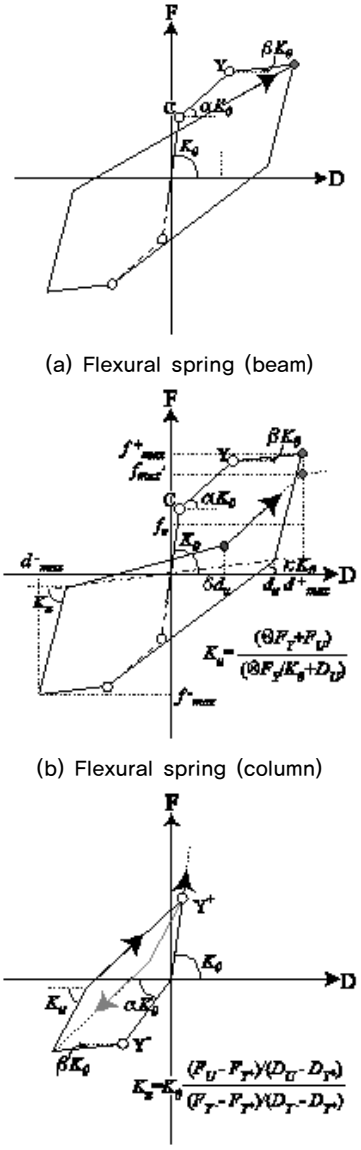


Fig. 11. Hysteresis models

복원력특성 모델의 재하 및 제하 관련 각종 계수는, 계수값을 변화시켜 해석을 실시하고 이에 따른 해석결과와 실험결과의 비교·분석을 통하여 실험결과를 정확히 모사할 수 있도록 Table 10의 값을 적용하였다.

가력은 실험과 동일하게 Fig. 2의 가력위치에서 Fig. 3의 가력이력에 따라 변위제어에 의하여 실시하였다.

5.2 해석결과

5.2.1 수평하중과 수평변위의 관계

Fig. 12는 수평하중과 층간변위와의 관계를 실험결과와 해석결과를 비교하여 나타낸 것이다.

실험결과에 의한 시험체의 거동은 액츄에이터에 의한 가력방향의 영향으로, 정방향 가력시에는 액츄에이터가 시험체를 밀고, 부방향 가력시에는 액츄에이터가 시험체를 당기기 때문에 동일 변위에서의 하중이 정방향 가력시가 부방향 가력시보다 커지는 것으로 나타났다. 반면에, 해석결과에 의한 정·부방향 수평하중과 층간변위와의 관계는 서로 대칭을 이루는 것으로 나타나, 실험결과에 의한 수평하중과 층간변위와의 관계와 골격곡선의

Table 10. Coefficients of hysteresis models

Spring		Beam	Column		
		Flexural	Flexural	Axial	
				Compress	Tensile
Stiffness	α	0.2	0.16	0	0.5
	β	0.001	0.001	0	0.001
	κ	–	0.001	–	
	θ	0.7	1.0	–	
	ζ	1.0	0.1	–	
Strengh degradation	ε	–	0.05	–	
	μ	–	0.2	–	
Pinching	δ	–	0.3	–	
	λ	–	0.5	–	

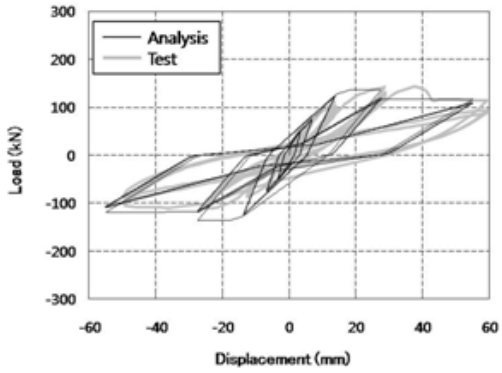
Table 9. Structural properties of members

Specimen	Beam			Column					
	Flexural spring			Flexural spring			Axial spring		
	K_0 (EI, kN · mm²)	Moment (kN · m)		K_0 (EI, kN · mm²)	Moment (kN · m)		K_0 (EA, kN)	Axial force (kN)	
		FC	FY		FC	FY		FY–	FY+
Dorm. A	1.02 X 105	35	227	4.48 X 104	21	93	3.36 X 106	320	2,747
Apt. B	2.89 X 104	16	176	2.83 X 104	18	100	3.78 X 106	360	3,090
				1.13 X 105	36	214			

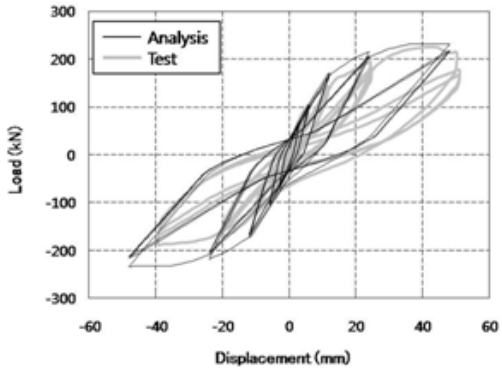
*E : elastic modulus, I : moment of inertia of area, A : section area, K_0 : elastic stiffness

강성 등에서 차이를 보였다.

하지만, 시험체 A생활관의 경우, 해석결과에 의한 수평하중과 층간변위와의 관계는 실험결과에 의한 수평하중과 층간변위와의 관계와 전반적으로 좋은 대응을 이루는 것으로 나타나, 본 연구에서 적용한 해석모델은 시험체의 비선형 거동을 모사하는데 유효한 것으로 판단된다.



(a) Specimen dorm. A



(b) Specimen apt. B

Fig. 12. Comparison between analysis and test results

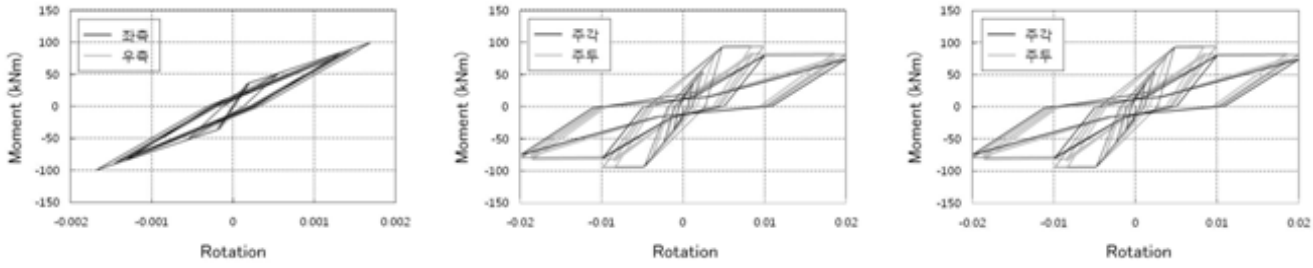
한편, 시험체 B아파트의 경우, 해석결과에 의한 시험체의 거동은 실험결과에 의한 시험체의 거동보다 정방향 가력시에는 에너지흡수능력이 작은 것으로, 부방향 가력시에는 에너지흡수능력이 큰 것으로 나타났다. 하지만, 해석결과에 의한 수평하중과 층간변위와의 관계는 실험결과에 의한 재재하시 및 제하시의 시험체 거동 등과 전반적으로 좋은 대응을 이루는 것으로 나타나 시험체 B아파트에 대해서도 본 연구에서 적용한 해석모델은 시험체의 거동을 모사하는데 유효한 것으로 판단된다.

5.2.2 부재의 거동

Fig. 13과 Fig. 14는 시험체 A생활관과 시험체 B아파트의 해석결과에 의한 보와 기둥부재의 모멘트-회전각 관계를 나타낸다.

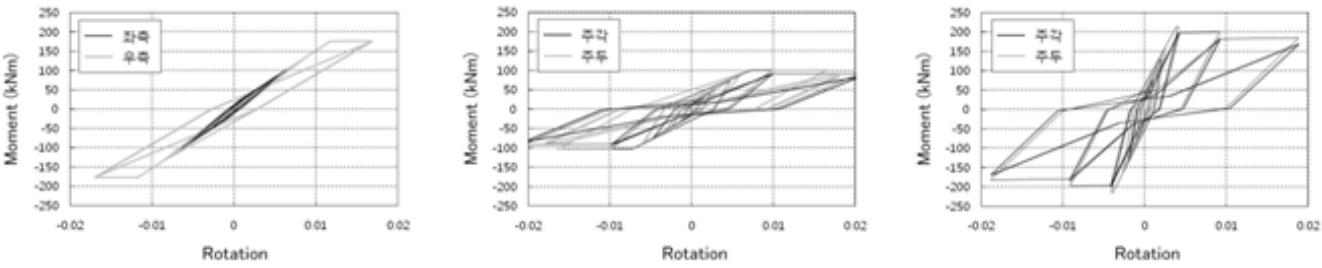
시험체 A생활관의 경우, 보의 양단부에서 균열은 발생하지만 주근은 항복하지 않고, 양기둥의 주각 및 주두에서 주근이 항복하는 등 해석결과에 의한 보 및 기둥 부재의 비선형거동이 실험결과에 의한 부재 거동과 유사한 것으로 나타났다.

시험체 B아파트의 경우, Fig. 5의 보 위험단면 위치에 부착한 스트레인 게이지에 의하면 주근은 실험종료 시까지 항복하지 않은 것으로 나타났다. 반면에, 해석결과, 강성이 작은 기둥이 위치하는 보의 좌측단부는 항복하지 않았지만, 강성이 큰 기둥이 위치하는 보의 우측단부는 항복하는 것으로 나타났다. 한편, 해석결과, 강성이 큰 우측기둥의 주각은 항복하여 소성변형률이 4.8에 달한 반면, 주두는 항복하지 않았다. 강성이 작은 좌측기둥도 해석에 의하여 주각의 소성변형률이 2.8, 주두의 소성변형률이 2.5로 주각에



(a) Beam (b) Left column (c) Right column

Fig. 13. Behaviour of members (specimen dorm. A)



(a) Beam (b) Left column (c) Right column

Fig. 14. Behaviour of members (specimen apt. B)

더 많은 손상이 발생하는 것으로 나타났다. 이에 따라, Fig. 6(b)와 같이 실험에 의하여 주두보다 주각에 더 많은 손상이 발생하는 등의 부재의 손상발생 현황을 해석적으로 모사가능할 것으로 판단된다. 또한, 우측기둥은 좌측기둥보다 강성이 크기 때문에, 더 작은 변형에서 항복함으로서, 해석종료시의 우측기둥 주각의 소성변형률이 좌측기둥 주각의 소성변형률의 1.7배로 커지는 것으로 나타났다.

6. 결 론

5층 이하의 비내진상세를 가지는 기존 철근콘크리트 골조의 보유 내진성능을 파악하기 위하여 실대형 크기의 철근콘크리트 1층 1경간 골조 시험체에 대하여 정적반복가력실험과 비선형 정적해석을 실시한 결과, 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다.

1) 두 기둥의 강성이 같은 시험체 A생활관은 주두부의 휨파괴가 발생한 반면에, 두 기둥의 강성이 다른 시험체 B아파트는 기둥 주두부 주근이 항복한 후에 접합부가 파괴되었다.
2) 접합부에 작용하는 전단력에 비하여 접합부가 충분한 내력을 갖고 있어도 보-기둥 내력비가 작은 경우에는 접합부가 파괴될 가능성이 높은 것으로 나타났다. 이에 따라, 시험체 B생활관은 계산결과에 의한 최대내력보다 작은 하중에서 파괴되었다.
3) 선형 스프링모델을 이용한 비선형 정적해석 결과에 의한 수평하중과 층간변위와의 관계는 실험결과에 의한 수평하중과 층간변위와의 관계와 전반적으로 좋은 대응을 보이는 것으로 나타나, 본 연구에 의한 해석모델은 시험체의 비선형거동을 전반적으로 표현 가능한 것으로 판단된다.
4) 해석을 통하여 실험에 의하여 확인하기 어려운 부재의 비선형거동을 파악할 수 있는 것으로 나타났으며, 시험체 B생활관의 경우, 해석결과에 의하여 강성이 큰 기둥의 소성변형률이 강성이 작은 기둥의 소성변형률보다 1.7배 커지는 것을 확인할 수 있었다.

본 논문에서 대상으로 한 시험체에 대하여 실험결과, 기둥의 주근이 항복한 후에 휨균열의 급격한 확대로 인하여 내력이 현저히 저하되거나 접합부의 전단파괴로 부재의 내력을 충분히 발휘하지 못하는 것으로 나타났다. 따라서 비내진상세를 가지는 기존 철근콘크리트조 건축물의 내진성능을 평가하거나 내진보강을 실시할 경우, 이와 같은 기둥 주근이 항복한 이후의 취성적인 파괴에 대하여 고려할 필요가 있으며, 또한, 접합부의 전단파괴로 인하여 부재가 충분한 내력을 발휘하기 전에 건축물이 파괴되지 않도록 접합부의 내진성능을 확보할 필요가 있을 것으로 판단된다.

/ 감사의 글 /

이 논문은 부산대학교 자유과제 학술연구비(2년)에 의하여 연구되었음

/ REFERENCES /

1. Pusan Nat'l University Seismic Simulation Test Center. Development of Technologies for Improvement of Seismic Performance on the Existing Low-rise Buildings. c2011.
2. Lee SH, Oh SH, Baek EL. The Proposal of Steel Damper System to Improve the Seismic Performance of Reinforced Concrete Frame. AIK J. of AIK 2011 September; 27(9):21-28.
3. NEMA. Earthquake Recovery Plans Act. c2011.
4. NEMA. A Master Plan to Retrofit Existing Public Facilities (2011~2015). c2011.
5. AIK. Korean Building Code and Commentary. c2009.
6. Gong MP. Study on Seismic Capacity of Exterior Beam-Column Joints, Master Thesis, Pusan Nat'l University, 1999.
7. Galvi GM, Magenes G, Pampanin S. Experimental Test on a Three Storey R.C. Frame Designed for Gravity Only. 12th European Conference on Earthquake Eng. c2002. p.727.
8. Pampanin S. Galvi GM, Moratti M. Seismic Behaviour of R.C. Beam-Column Joints Designed for Gravity Only. 12th European Conference on Earthquake Eng. 2002. p.726.
9. Kusakari T, Zyo O. Evaluation of Shear Strength of R.C Beam-Column Joints Based on Experimental data. Prod. of JCI, 1996; 18(2):935-940.
10. Priestley, MJN. Displacement-based Seismic Assessment of Existing Reinforced Concrete Buildings. Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Eng. 1996;29(4):256-272.
11. Hakuto S, Park R, Tanaka H. Seismic Load Tests on Interior and Exterior Beam-Column Joints with Substandard Reinforcing Details. ACI Structural Journal. 2000;91(1):11-25.
12. AIJ. Design Guidelines for Earthquake Resistant Reinforced Concrete Buildings Based on Inelastic Displacement Concept, c1999.
13. Kusuhara F, Shiohara H. Effect of Design Parameter on Ultimate Strength of Reinforced Concrete Beam-Column Joint. JAEE 13JEES. 2010; 1398-1405.
14. Li K. CANNY Users' Manual, c2009.
15. Kim KM, Oh SH, Lee SH, Lee HS. Nonlinear Static Analysis of Shear Wall Sub-assemblages Based on Uniaxial Spring Model. EESK J. Earthquake Eng. 2012 April;16(2):15-24.