

강봉댐퍼로 보강한 기존 저층 철근콘크리트 필로티 건물의 내진성능

Seismic Performance of an Existing Low-Rise Reinforced Concrete Piloti Building Retrofitted by Steel Rod Damper

백은림¹⁾ · 오상훈¹⁾ · 이상호^{1)*}

Baek, Eun Lim¹⁾ · Oh, Sang Hoon¹⁾ · Lee, Sang Ho^{1)*}

¹⁾부산대학교 건축공학과

¹⁾Department of Architectural Engineering, Pusan National University

/ A B S T R A C T /

In this study, shaking table test was carried out to evaluate the seismic behavior and performance of low-rise reinforced concrete (RC) piloti structures with and without retrofit. The specimens were designed considering the characteristics of existing building with pilotis such as natural period, distribution factor of strength and stiffness between columns and core wall on the first soft story. The test for the non-retrofit specimen showed that damage was concentrated on the stiffer member on the same floor as the core wall failed by shear fracture whereas columns experienced slight flexural cracks. Considering the failure mode of the non-retrofit specimen, the retrofit method using steel rod damper was presented for improving the seismic performance of piloti structures. The results of the test for retrofit specimen revealed that the retrofit method was effective for controlling the damage as the main RC structural members were not destroyed and most of input energy was dissipated by hysteretic behavior of the damper.

Key words: Piloti building, Seismic retrofit, Steel rod damper, Seismic performance, Shaking table test

1. 서론

국내의 철근콘크리트(이하RC)조 저층 다세대 주택 및 근린생활시설은 1층 혹은 저층부에 주차공간을 확보하거나 상업시설로 활용하기 위하여 프레임 구조를 채택하며, 상층부는 거주공간 확보 및 사생활 보호를 위하여 벽식구조로 이루어진 필로티형 건물이 대부분을 차지하고 있다. 이들 필로티형 건물의 필로티층은 기둥과 코어벽체 및 최소한의 벽체만이 설치되어 있기 때문에 상대적으로 벽식구조인 상층부에 비하여 강도 및 강성이 부족하며, 지진하중이 작용할 경우 연층 혹은 약층 메커니즘에 의해 손상이 집중되고 층 전체가 붕괴될 가능성이 매우 높다[1]. 1995년 일본 고베지진, 1999년 대만 지진, 2009년 이탈리아 라퀼라지진 등의 지진 발생시에 이러한 필로티형 건물이 그렇지 않은 건물에 비하여 층 전체가 붕괴되거나 대변형이 잔류하는 등의 피해사태가 발생함에 따라 이들

건축물의 지진 취약성이 입증되었다[2-4]. 이에 수직 비정형성을 가지는 건축물의 응답 및 거동에 관한 연구가 많이 수행되었으며, 저층부의 강성 및 강도를 보완하기 위한 연구가 현재까지 계속되고 있다. Das and Nau[5]는 RC 건물의 층수 및 수직 비정형 요소를 변수로 선형 및 비선형 동적해석을 수행하여 UBC 기준의 적합성 및 등가정적해석방법을 평가하였다. Lamb et al.[6]은 1층에 연약층을 가지는 다층 건물을 대상으로 수직 강성차를 보완하기 위한 몇 가지 보강법을 변수로 적용하고 비선형 해석을 수행하여 응답 및 거동을 평가하였다. 또한 국내에서도 Lee and Ko[7]가 필로티를 가지는 고층 RC 공동주택을 대상으로 수직 수평 비정형성을 고려하여 진동대 실험을 통한 응답 및 거동을 평가하고 국내 기준의 적합성을 평가하였으며, Shin et al.[8]은 연속지진을 받는 필로티 구조물의 내진보강을 위해 BRB(Buckling-Restrained Brace) 보강법을 제안하고 비선형 해석을 이용하여 효율성 및 보강 유무에 따른 필로티형 건물의 취약도를 평가하였다.

이러한 기존 연구들에서는 건물의 수직 비정형, 즉 층간 강성 및 강도차를 중점으로 이에 따른 내진성능 평가 및 내진보강 공법 등이 주로 연구되었으나, 필로티 층내 구조부재별 강성 및 강도차에 따른 거동 및 내진성능에 관한 연구는 거의 이루어지지 않았다. 다층 건물에서는 코어벽체가 필연적

*Corresponding author: Lee, Sang Ho

E-mail: sangho@pusan.ac.kr

(Received 8 May 2014; Revised 25 June 2014; Accepted 7 July 2014)

으로 존재하게 되며 필로티 건물에서는 특히 저층부에서 기둥과 코어벽체 간 강도 및 강성차가 큰 경우가 대부분이다. 지진하중이 작용할 경우, 강성이 큰 코어벽체는 기둥에 비하여 상대적으로 큰 하중을 부담하게 되어 손상이 집중되며, 이에 반해 기둥은 강성비에 따라 극히 작은 손상이 발생하거나 탄성상태를 유지할 가능성이 높다. 이에 필로티형 건물의 필로티 층내 코어벽체와 기둥의 강도 및 강성 차이에 따른 동적거동특성 및 파괴메커니즘을 파악하고, 이를 고려한 내진보강 공법의 개발 및 적용이 필요하다 하겠다.

본 연구에서는 기존 필로티 건물을 대상으로 강성이 큰 코어벽체와 상대적으로 약한 기둥을 가지는 특성을 고려하여 2층 RC 필로티 실험체를 제작하고, 이에 대한 진동대 실험을 수행하여 동적거동 특성 및 파괴모드를 파악하고자 한다. 또한 필로티 층내 부재간 강성차를 고려하여 입력에너지 저장형 강재면판을 이용한 내진보강 실험체를 대상으로 진동대 실험을 수행하고 보강유무에 따른 저층 필로티 건축물의 동적거동 특성 및 내진보강 성능을 파악하고자 한다.

2. 실험 개요

2.1 실험체 계획

2.1.1 비보강 기준 실험체

본 연구의 대상 건축물은 필로티를 가지는 저층 RC 조 다세대 주거시설로, 이러한 건축물에 대한 지진하중 작용시의 파괴모드 및 동적거동 특성을 파악하기 위한 진동대 실험을 수행하고자 기존 건물을 대상으로 실험체를 제작하였다. 대상건물을 실험여건에 맞추어 축소하여 실물 모형의 실험체로 제작할 경우, 축소율이 커지게 되어 철근이나 골재의 축소 및 축소모형에 적합한 강도 등을 적절하게 구현하는 것에 상당한 어려움이 있다. 따라서 본 연구에서는 대상 건축물의 동적거동 및 파괴모드에 영향을 미칠 것으로 판단되는 고유주기, 코어벽체와 기둥간의 강도비 및 강성비와 같은 특성을 분석하고 이러한 특성을 반영하여 실험체를 모델화한 특성모델 실험체[9]로 설계하였다.

필로티를 가지는 기존 RC 다세대 주거시설의 표본 5개를 수집하여 양방향에 대하여 분석한 결과, 고유주기는 0.15~0.2초이며, 코어벽체에 대한 기둥의 내력과 강성 분담비는 Fig. 1에 나타난 바와 같이 0.1~0.9까지 다양하게 분포하였다. 하지만 강성 분담비의 경우 주로 0.5이하가 많아 일반적으로 기둥이 코어벽체에 비하여 강성이 작은 것으로 판단된다. 이들 표본중 강성차로 인한 편심의 영향을 최소화하기 위하여 대칭형의 평면을 가지는 일반적 형태의 필로티형 건물을 Prototype(Fig. 2 참조)으로 결정하였다. 이를 대상으로 고유주기 및 코어벽체와 기둥간 내력과 강성 분담비를 분석한 결과, Table 1과 같이 전체 기둥은 X방향 코어벽체에 비하여 내력이 약 3배, 강성이 약 1/2배 인 것으로 나타났으며, 특성모델 실험체가 이와 같은 특성을 가질 수 있도록 설계하고 제작하였다.

Fig. 3에 실험체의 형상을, Table 2에 실험체의 배근 상세를 나타낸다. 실험체는 1층에 4개의 기둥, 테두리보, ㄷ형 코어벽체로, 2층은 1층에서 연결된 코어벽체와 개구부를 가지는 외부벽체로 구성되었으며, 실험체의 목표 고유주기를 확보하기 위하여 2층(2F) 및 옥상층(RF) 슬래브에 각각 90kN 가량의 부가질량을 상재하였다.

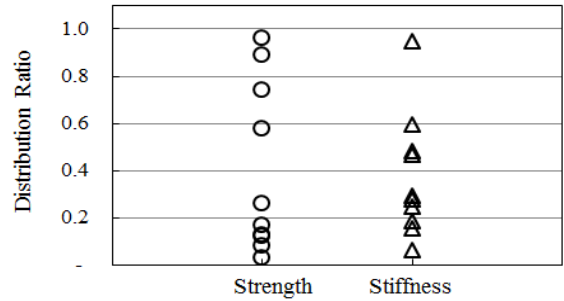


Fig. 1. Distribution ratio of column to core wall

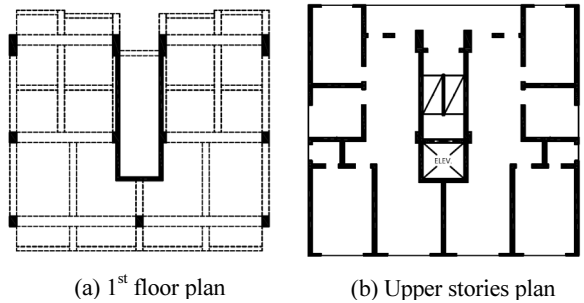


Fig. 2. Structural plan of prototype building

Table 1. Characteristics of prototype and specimen

	Shear Strength Ratio (Column : Core Wall)	Lateral Stiffness Ratio (Column : Core Wall)	Period (sec)
Prototype	0.75 : 0.25	0.32 : 0.68	0.18
Specimen	0.73 : 0.27	0.35 : 0.65	0.17

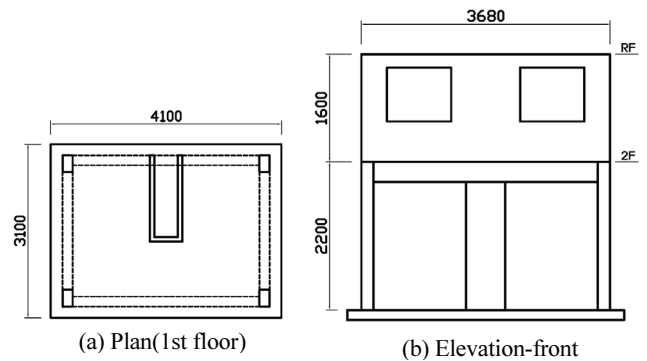


Fig. 3. Specimen(Unit:mm)

Table 2. Details of section

	Loc.	Size(mm)	Reinforcement Details
Column	-	300×180	Long. : 8EA-D13 / Hoop : D6@200
Wall	Core	THK. 80 (Double)	Vert. : D6@150 / Horiz. : D4@100
	2F	THK. 80 (Single)	Vert. : D6@150 / Horiz. : D4@100

2.1.2 보강 실험체

일반적인 필로티 건물의 내진보강 공법으로는 골조내 철근콘크리트 벽체를 신설하거나 철골브레이스를 설치하는 방법 등의 내력향상형 혹은 기둥을 강관이나 CFRP(Carbon Fiber Reinforced Plastics)와 같은 섬유시트로 감싸는 등의 연성향상형이 있다[10]. 벽체를 신설하거나 철골 브레이스를 설치하는 경우에는 차량이나 거주자의 동선에 영향을 줄 수 있으며 미관이나 채광에 불리한 단점이 있고, 연성향상형의 경우 지진하중 작용시 건물의 붕괴를 지연시켜 거주자의 대피시간을 확보할 수 있는 장점은 있으나 구조부재는 손상되어 재사용할 수 없을 가능성이 높다. 이에 본 연구에서는 차량 및 거주자의 출입에 방해가 되지 않으며, 지진하중이 작용하여도 구조부재의 손상을 최소화하여 재사용이 가능하도록 입력에너지 저감형 강재댐퍼 보강을 실시하였다. 강재댐퍼는 강성이 작은 유요소(기둥)에 설치할 경우, 그 부재의 강도 및 강성을 향상시키고 기존의 강성이 큰 강요소(코어벽체)에 집중되었던 하중 및 입력에너지를 분산시킬 수 있다. 또한 Fig. 4에 나타낸 바와 같이 강재댐퍼는 강성이 크고 항복변위가 작아 초기에 항복하여 이력거동에 의해 입력에너지를 변형에너지의 형태로 소산시킨다. 따라서 기존의 구조부재는 상대적으로 입력되는 하중 및 에너지가 저감되어 탄성상태를 유지하는 것이 가능하며, 효율적인 댐퍼의 거동을 위해서는 구조부재에 대한 댐퍼의 항복변위비가 4이상 확보될 필요가 있다[11,12].

본 연구에서 적용된 보강 실험체의 모습 및 상세를 Fig. 5에 나타낸다. 강재댐퍼는 4개의 기둥에 설치되었으며, 지진하중의 방향에 관계없이 저항능력을 발휘할 수 있도록 원형단면(직경 18mm, 높이 100mm)의 강봉을 채

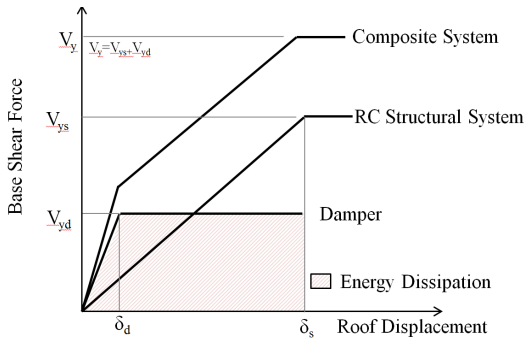


Fig. 4. Behavior and energy dissipation according to retrofit using steel damper

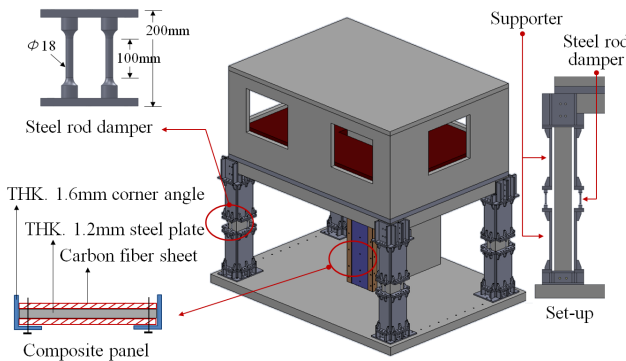


Fig. 5. Retrofit specimen

택하였다. 댐퍼의 설계강성을 확보하기 위하여 강봉의 상부 및 하부에 강재 지지플레이트를 설치하고 이를 접합플레이트를 이용하여 기둥의 상부 및 하부에 앵커볼트와 무수축 몰탈을 이용하여 접합하였다. 이때 지진하중이 작용하여 댐퍼가 거동할 때, 댐퍼의 변형이 구속되지 않도록 댐퍼부와 지지플레이트는 기둥에서 80~90mm 가량 유격을 두고 설치하였다. 또한 가진 방향으로 저항하는 X 방향 코어벽체에는 기둥 및 댐퍼의 변형에 대응할 수 있도록 1.2mm 두께의 강관에 탄소섬유시트를 양면으로 부착한 강관섬유시트 복합패널을 설치하여 연성능력을 보완하였다. 한편, 강관섬유시트 복합패널의 강도 및 강성의 기여는 무시하는 것으로 가정하였다. 보강전 코어벽체의 항복강도는 휨강도에 의해 지배되는 것으로 예측되었기 때문에 탄소섬유시트에 의한 전단보강 효과는 보강 건물의 성능에 거의 영향을 미치지 않기 때문이다. 또한 1.2mm 두께의 강관에 의한 코어벽체의 강성 증가는 약 5.9kN/mm로, 이는 댐퍼보강에 의한 기둥의 강성 증가량에 비하여 1/20 미만의 수준이므로 이 역시 댐퍼보강 메커니즘의 기본이 되는 손상분포법칙에는 크게 영향을 미치지 않는 것으로 판단된다.

Table 3에 비보강 및 보강 실험체의 설계내력을 나타내며, Table에서 각 부재별 내력은 1개 요소에 대한 값이며, Total 값은 기둥 4개, 코어벽체 1개, 댐퍼 8개(기둥당 2개소)의 성능의 합과 같다. 내력 및 강성의 계산시에 상층부는 강체로 가정하고 필로티 층의 기둥과 X 방향 코어벽체에 대해서만 내력을 계산하였으며, 보강 실험체의 강재댐퍼 설계식은 식 (1) ~ 식 (4)와 같다[13]. 계산결과, 강재댐퍼로 보강한 실험체는 비보강 실험체에 비하여 강도는 약 2배, 강성은 약 3.3배 향상되었으며, 비보강 실험체에서 코어벽체의 휨파괴가 예상된 반면, 보강 실험체의 경우 댐퍼가 항복하고 기둥 및 코어벽체는 탄성상태를 유지할 것으로 예상되었다.

$$Q_y = \frac{4d^3 f_y}{3h} \quad (1)$$

$$\delta_y = \frac{16f_y h^2}{9\pi d E} \quad (2)$$

$$K_r = \frac{Q_y}{\delta_y} \quad (3)$$

$$K_d = \frac{1}{\frac{1}{K_r} + \frac{2}{K_s}} \quad (4)$$

여기서, Q_y 는 강봉 댐퍼의 항복강도, δ_y 는 강봉의 항복변위, K_r 는 강봉의 강성, K_d 는 지지플레이트를 포함한 댐퍼의 강성, K_s 는 지지플레이트의 강성($K_s = 1/(H^3/3EI + H/GA)$), H : 지지플레이트 높이, I, A : 지지플레이트의 단면2차모멘트 및 단면적, G : 강재의 전단탄성계수), d 는 강봉의 직경, f_y 는 강재의 항복강도, h 는 강봉의 높이, E 는 강재의 탄성계수이다.

2.2 사용 재료의 특성

비보강 및 보강 실험체에 사용된 콘크리트 및 강재의 재료 특성을 파악하기 위한 재료시험 결과를 Table 4와 Table 5에 나타낸다. 보강 실험체에

Table 3. Expected performance of specimens

		N*	Non-Retrofit	Retrofit
Yield Strength** (kN)	Column	4	25.7	25.7
	Core Wall	1	38.7	38.7
	Damper	8	-	18.7
Total Strength(kN)			141.5	287.5
Elastic Stiffness** (kN·mm)	Column	4	5.3	5.3
	Core Wall	1	39.6	39.6
	Damper	8	-	17.3
Total Stiffness(kN·mm)			61.1	199.2
Failure Mode			Flexure of Core Wall	Yield of Damper

N* : number of each member

Yield strength and elastic stiffness** are values for 1 of each member.

Table 4. Characteristics of concrete

Compression Strength(MPa)	Tensile Strength (MPa)
24.9	2.2

Table 5. Characteristics of steels

	Yield Strength (MPa)	Tensile Strength (MPa)	Modulus of Elasticity(MPa)
D4	362	519	1.92×10 ⁵
D6	429	636	1.94×10 ⁵
D10	385	527	1.67×10 ⁵
D13	404	505	1.76×10 ⁵
D18	441	600	2.06×10 ⁵

사용된 강재는 SS400강재를 이용한 직경 18mm의 원형 강봉 시편을 이용하여 인장시험을 수행하였다.

2.3 가력 및 측정 계획

진동대 실험에 사용된 입력지진파는 EI-Centro NS파(1940년, PGA=351 cm/sec²)로, 가진후 실험체의 손상정도를 고려하여 입력가속도를 단계적으로 증가시키면서 가진하였고, 실험에 적용된 가진 단계를 Table 6에 나타낸다. 여기서 V_E는 에너지등가속도[14]로 지반가속도에 의해 입력되는 에너지를 등가의 속도로 환산한 값이며, 에너지(E)를 질량(M)에 대하여 무차원화한 값 ($V_E = \sqrt{2E/M}$)이다. 이는 건축물의 중량에 관계없이 입력되는 에너지로 설계 지진하중을 평가할 수 있는 장점이 있다. 제진구조설계 지침 및 예제집[15]에서 국내의 설계용 에너지스펙트럼을 제시하고 있으며, 이에 따르면 S_c 지반일 때 설계용 에너지등가속도는 약 80cm/sec이다. 본 연구의 진동대 실험에서 적용된 가진 단계의 5단계가 국내의 설계 지진 하중에 상응하는 값 정도로 예상된다.

실험체의 동적거동 특성을 파악하기 위하여 2층(2F) 및 옥상층(RF) 슬래브 평면에 가속도계를 설치하여 응답가속도를 측정하였으며, 응답변위의 계측을 위하여 각 층의 측면에서 슬래브 높이에 앞, 뒤로 2개씩 총 6개소의 절대변위를 계측하였다(Fig.6 참조). 또한 기둥 및 코어벽체의 거

Table 6. Intensity of the excitation

Test Step	Scale (%)	PGA (cm/sec ²)	V _E (cm/sec)	Non-Retrofit	Retrofit
1	10	35	5.1	○	○
2	50	176	25.3	○	○
3	100	351	50.6	○	○
4	120	421	60.7	○	○
5	150	526	75.9	○	○
6	180	632	91.1	-	○
7	200	702	101.2	-	○
8	220	772	111.3	-	○

V_E : equivalent velocity of input energy[12]

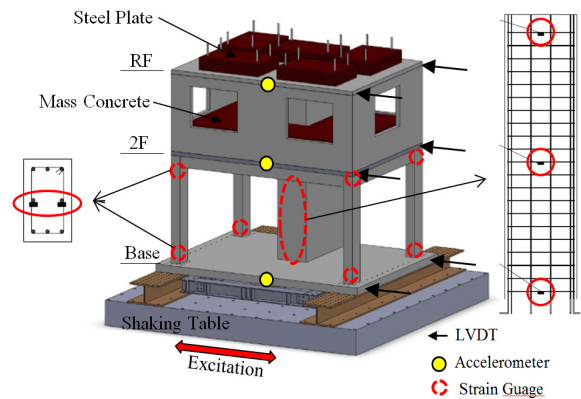


Fig. 6. Set-up and measurement location

동을 파악하기 위하여 기둥의 주두 및 주각부 주근, 가력방향(X) 코어벽체의 중앙부 수평전단근, 가력 수직방향(Y) 코어벽체의 양단부 주근에 스트레인게이지를 부착하였다.

3. 진동대 실험 결과 및 분석

3.1 균열 및 파괴양상

비보강 실험체는 가진 3단계인 EI-Centro NS 100% 가진시에 최초로 코어벽체에 전단균열이 발생하였으며, 가진 가속도가 증가함에 따라 균열이 증가하고 심화되어 가진 5단계(EI-Centro NS 150%)에서 Fig. 7(a)와 같이 코어벽체가 전단파괴되었다. 반면 기둥은 주각부 및 주두부와 기둥-보 접합부에 휨균열이 다소 발생한 정도의 손상에 그쳤다. 이는 코어벽체와 기둥의 강성차에 따라 코어벽체에 작용하는 하중이 더 크기 때문으로 판단되며, 상대적으로 강성이 작은 기둥이 손상을 덜 받는다고 할 수 있다. Fig. 7(b)는 정면 좌측 기둥 주각부의 균열상황으로 이 기둥에서는 실험전 이미 약간의 초기 균열이 존재한 상태였기 때문에 손상이 다소 집중되어 콘크리트가 일부 탈락하고 손상이 발생하였으나, 그 외의 기둥은 모두 양호한 상태로 나타났다.

강재댐퍼로 보강한 실험체의 경우, 비보강 실험체가 파괴된 가진 5단계

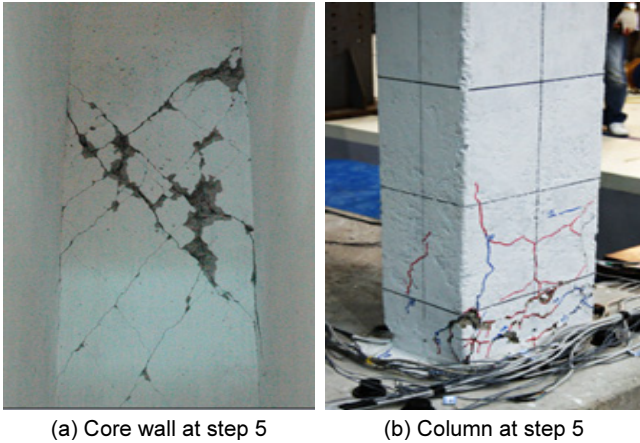


Fig. 7 Damage of the non-retrofit specimen

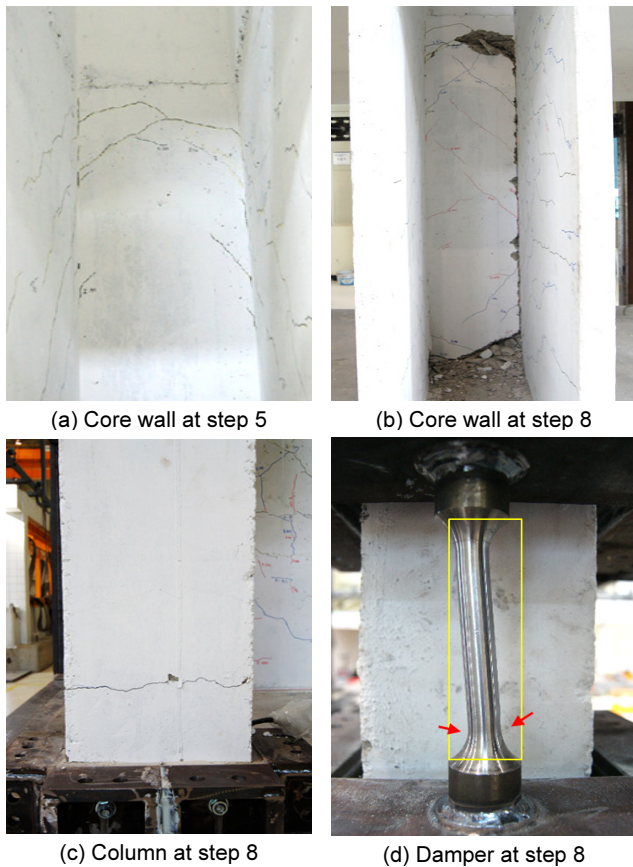


Fig. 8. Damage of the retrofit specimen

에서 Fig. 8(a)와 같이 코어벽체에 휨균열이 발생한 정도의 손상에 그쳐 기둥의 강성이 확보됨에 따라 코어벽체에 하중이 집중되지 않고 분산된 것으로 판단된다. 이후 가진단계가 증가할수록 코어벽체의 손상이 심화되었고 댐퍼의 변형도 증가하였으며, 8단계 가진 220%에서 1층 코어벽체의 하부 콘크리트의 압괴가 심화되고 철근이 노출되어 실험을 중단하였다. 최종 가진 후, Fig. 8(d)와 같이 댐퍼의 잔류변형이 육안으로 관찰되었다. 또한 댐퍼를 제거하고 기둥을 관찰한 결과, Fig. 8(c)와 같이 댐퍼 접합플레이트 상부면 5cm 가량의 위치에서 휨균열이 관찰되었으며, 콘크리트의 탈락 등은 발

생하지 않았다. 코어벽체의 경우, 비보강 실험체에서 전단균열에 지배되어 파괴된 반면, 보강 실험체에서는 전단균열보다는 상부 및 하부 접합면에 휨에 의한 콘크리트 압괴 손상이 두드러지게 발생하였다. 또한 벽체-벽체 접합면을 따라 균열이 발생하였는데, 이는 코어벽체의 연성확보를 위해 부착한 강판섬유시트 복합패널의 코너부 앵커링 부분에 응력집중으로 인한 손상이 심화되면서 면내 및 면외 방향 벽체의 일체화가 저해되었기 때문으로 판단된다. 또한 이와 같은 현상은 강판섬유시트 복합패널 보강에 의해 코어벽체의 전단강도가 증가된 것이 손상의 발생 요인으로 작용했을 가능성이 있다.

3.2 탁월주기

비보강 및 보강 실험체의 입력가속도 스케일에 따른 주기변화를 Fig. 9에 나타내며, 이는 옥상층 슬래브에서 측정된 가속도 응답에 대하여 FFT(Fast Fourier Transform) 분석으로 계산된 탁월주기이다. 비보강 실험체가 탄성을 유지하고 있는 EI-Centro NS 10% (1단계)에서 실험체의 고유주기는 0.17초로 분석되었으며, 손상이 크지 않은 3단계 가진 100%까지 주기가 완만하게 증가하다가 손상이 심화된 4단계 가진 120% 및 5단계 가진 150%에서 주기가 급격히 증가하여 0.47초까지 길어졌다.

한편, 보강 실험체의 탁월주기는 비보강 실험체보다 짧을 것으로 예상하였으나, 가진 초기단계(1~3단계)에서 비보강 실험체보다 약 10~20% 가량 길게 분석되었다. 이는 보강재를 설치함에 따라 실험체의 질량이 증가되었으며, 댐퍼부재가 여러 접합과정을 거치면서 강성이 설계목표만큼 확보되지 않았기 때문으로 판단되며 이에 대하여는 3.5절의 댐퍼의 거동에서 상세히 서술하기로 한다. 또한 가진 초기단계에 주요 부재의 손상이 없음에도 주기가 증가한 것은 본 연구의 고려대상이 아닌 Y방향 코어벽체에 균열이 발생하고 증가한 것이 전체 실험체의 강성에 영향을 미쳤기 때문으로 판단된다. 5단계 가진 150%에서는 비보강 실험체에 비하여 주기가 약 0.14초 가량 짧고 이전 단계에 비하여 크게 길어지지 않아 구조부재의 손상이 거의 발생하지 않았을 것으로 추측할 수 있다. 이후 가진단계가 커질수록 손상도가 증가하여 주기도 증가하였으며, 최종 8단계 가진 220%에서는 0.69초까지 탁월주기가 증가하였다.

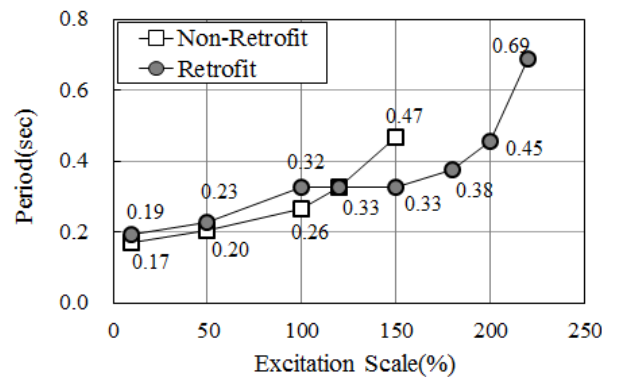


Fig. 9. Period after excitation

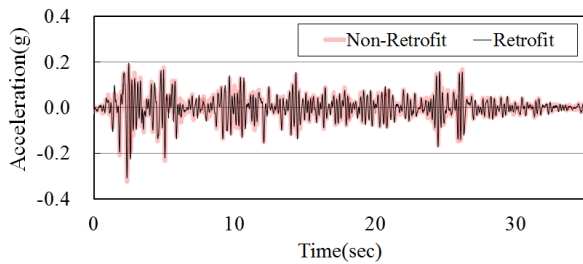
3.3 동적응답

3.3.1 가속도 응답

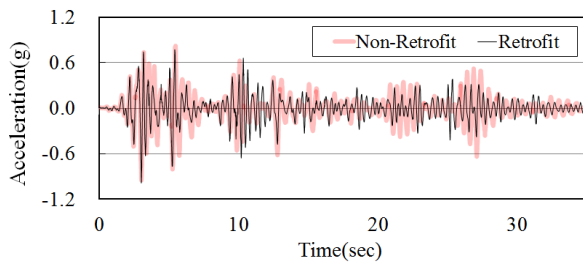
EI-Centro NS 50% (2단계)와 150%(5단계) 가진시 비보강 및 보강 실험체의 필로티층 응답가속도 시간이력치를 Fig. 10에 나타낸다. 두 실험체 모두 거의 탄성상태에 가까운 가진 2단계에서 응답의 위상 및 진폭의 크기가 거의 일치하는 경향을 보였으며, 가진 5단계에서는 초기 단계에 비하여 진동주기가 길어진 것을 확인할 수 있다. 특히 비보강 실험체의 경우 20~30초 사이에 응답가속도가 입력파에 비하여 크게 증폭되는 것으로 나타났는데, 이 시점에서 가진중 코어벽체의 콘크리트가 탈락하는 현상이 관찰된 점으로 미루어 보어 손상에 의해 주기변화가 발생하고 이로 인해 응답의 증폭비가 증가한 것으로 판단된다.

비보강 및 보강 실험체의 주요 가진단계별 최대 절대가속도 증별 분포를 Fig. 11, 입력가속도에 대한 증별 응답비를 Fig. 12, 그리고 각 가진 단계별로 값을 정리하여 Table 7에 나타낸다. Fig. 11의 증별 분포에서 나타난 바와 같이 두 실험체 모두 필로티층에서 응답이 크게 증폭되었으며, 상대적으

로 강성이 강한 상층부(RF)는 비교적 응답의 증폭이 작아 강체로 거동함을 알 수 있었다. 두 실험체는 EI-Centro NS 150%(5단계)까지 응답가속도의 크기가 거의 유사하게 측정되었으나, 입력가속도에 대한 증 응답비에서는 다소 차이를 나타내었다. Fig. 12에 나타난 바와 같이 비보강 실험체의 경우, 가진 단계가 커질수록 응답비도 함께 증가하는 경향을 나타내었지만, 보강 실험체의 경우 3단계 가진 100%부터 200%까지 입력가속도의 Scale에 관계없이 약 2.0~2.1 가량의 유사한 수준으로 측정되었다. 이는 강제동력의 제진효과에 의해 가속도 응답이 제어되었기 때문으로 판단된다. 또한 손상이 크게 발생한 최종 8단계 가진 220%에서는 응답가속도가 크게 저하되는 결과를 나타내어 손상으로 인해 강성 및 강도가 소실되었음을 유추할 수 있다.



(a) EI-Centro NS 50% (Step 2)



(b) EI-Centro NS 150% (Step 5)

Fig. 10. Time-history of acceleration response

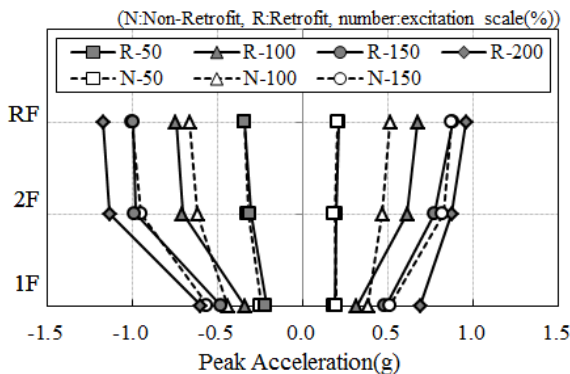


Fig. 11. Peak response acceleration

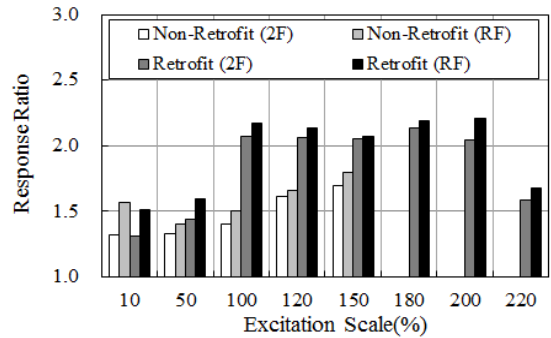


Fig. 12. Ratio of acceleration response to input excitation

Table 7. Peak response acceleration at each step

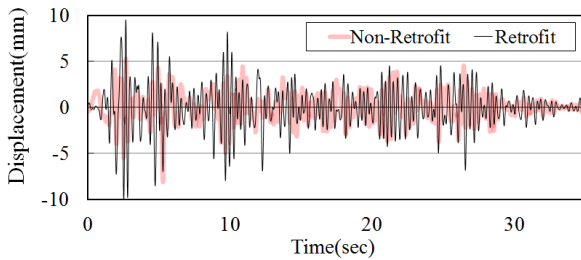
Test Step	Scale (%)	Loc.	Non-Retrofit		Retrofit	
			Acc.(g)	Ratio*	Acc.(g)	Ratio*
1	10	Base	0.07	-	0.06	-
		2F	0.09	1.32	0.08	1.31
		RF	0.11	1.56	0.09	1.51
2	50	Base	0.25	-	0.22	-
		2F	0.33	1.32	0.31	1.43
		RF	0.34	1.40	0.34	1.59
3	100	Base	0.44	-	0.34	-
		2F	0.62	1.40	0.71	2.07
		RF	0.66	1.50	0.75	2.17
4	120	Base	0.47	-	0.40	-
		2F	0.77	1.62	0.83	2.07
		RF	0.79	1.66	0.86	2.14
5	150	Base	0.56	-	0.48	-
		2F	0.95	1.70	0.99	2.05
		RF	1.01	1.79	1.00	2.07
6	180	Base	-	-	0.53	-
		2F	-	-	1.13	2.14
		RF	-	-	1.16	2.19
7	200	Base	-	-	0.57	-
		2F	-	-	1.17	2.04
		RF	-	-	1.26	2.21
8	220	Base	-	-	0.60	-
		2F	-	-	1.14	1.90
		RF	-	-	1.18	1.96

* Amplification ratio of floor acceleration to input excitation.

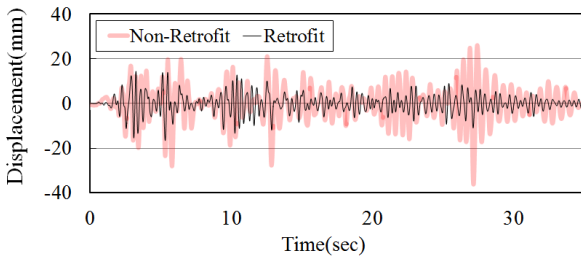
Table 8. Peak response displacement and IDR at each step

Test Step	Scale (%)	Loc.	Non-Retrofit		Retrofit	
			disp.(mm)	IDR* (%)	disp.(mm)	IDR* (%)
1	10	2F	0.88	0.04	1.73	0.08
		RF	1.52	0.04	1.07	0.05
2	50	2F	4.18	0.19	10.43	0.42
		RF	4.10	0.13	5.84	0.35
3	100	2F	8.12	0.36	10.01	0.45
		RF	11.82	0.34	10.08	0.35
4	120	2F	11.12	0.50	11.97	0.54
		RF	15.72	0.38	13.23	0.41
5	150	2F	36.21	1.62	16.57	0.74
		RF	39.88	0.35	17.74	0.39
6	180	2F	-	-	26.24	1.17
		RF	-	-	23.20	0.65
7	200	2F	-	-	36.17	1.62
		RF	-	-	38.72	0.72
8	220	2F	-	-	64.93	2.91
		RF	-	-	65.11	0.54

* IDR : Inter-story Drift Ratio



(a) EI-Centro NS 100% (Step 3)



(b) EI-Centro NS 150% (Step 5)

Fig. 13. Time-history of displacement response

3.3.2 변위 응답

변위응답은 2.3절에 기술한 바와 같이 진동대 외부에서 측정된 절대변위로, 각층의 변위응답에서 진동대(Base)의 변위기록을 제한 값으로 상대변위를 계산하였다. Table 8에 가진단계별, 층별 최대변위응답과 층간변형각을 나타내며, Fig. 13에 비보강 및 보강 실험체의 EI-Centro NS 100%(3단계) 및 150%(5단계)가진시의 변위응답 시간이력을 비교하여 나타낸다. 4단계 가진 120%까지 두 실험체의 변위응답은 비슷한 수준으로 측정되었으며, 5단계(가진 150%)에서 비보강 실험체의 코어벽체가 전단파괴됨에 따라 필로티 층(2F)의 응답이 약 36mm(층간변위각 1/60)까지 증폭되었

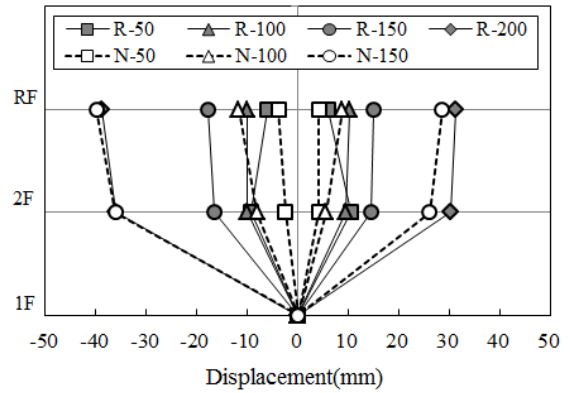


Fig. 14. Peak response displacement

다. 특히 Fig 13(b)에 나타난 바와 같이 가진 20초 및 25초 이후 응답이 크게 증폭되었는데, 이 시점에서 코어벽체의 균열이 크게 확장되고 콘크리트가 탈락하면서 강성이 크게 저하되었기 때문에 판단된다. 반면 보강 실험체의 경우, 가진 5단계에서 비보강 실험체에 비하여 약 45% 수준의 최대변위 응답이 측정되었으며, 이후 가진단계가 증가함에 따라 변위응답도 함께 증가하였다. Fig. 14에 나타난 응답의 층별 분포에서는 두 실험체 모두 필로티 층의 변위응답이 크게 증폭되는데 반해 상층부는 크게 증폭되지 않아 가속도 응답과 유사한 경향으로 거동하는 것을 확인할 수 있다.

3.4 밀면전단력-변위 관계

실험체의 밀면전단력은 각 층의 질량과 응답가속도에 의한 층 관성력을 누적하여 계산하였으며, 각 가진 단계별 밀면전단력의 크기를 Fig. 15에 나타낸다. 3.3.1 절에서 기술한 응답가속도의 크기가 두 실험체에서 비슷한 크기로 측정되었기 때문에 밀면전단력 역시 큰 차이를 보이지는 않았다. 비보강 실험체의 경우 가진 5단계에서 코어벽체(X방향 웹벽체)에 전단파괴가 발생하였음에도 불구하고 내력이 저하되지 않았는데, 대부분의 기둥이 항복에 도달하지 않아 내력에 여유가 있었기 때문에 판단된다. 또한 이때 계산된 밀면전단력은 약 250kN으로 설계시에 예상한 항복강도에 비하여 약 70% 더 큰 값이다. 이는 코어벽체가 ㄷ형상의 이형벽체로써 입력지진동에 대한 면내방향(X 방향)의 웹(Web)벽체 뿐만 아니라, 면외방향(Y 방향)의 플랜지(Flange)벽체가 함께 거동하여 휨에 대한 저항성능에 기여하였기 때문에 판단된다. 실험체 설계시, 면내방향의 벽체만을 고려하여 실험체가 코어벽체의 휨파괴에 지배될 것을 예상하였으나, 실험결과 코어벽체가 전단파괴된 것도 위와 같은 이형벽체의 휨성능 향상을 뒷받침하는 결과라고 할 수 있다(Table 3과 Fig. 7(a) 참조).

반면 보강 실험체의 경우 7단계 가진 200%에서 346kN까지 밀면전단력이 증가하여 뎀퍼보강으로 실험체의 강도가 증대되었음을 알 수 있다. 한편 이 때의 밀면전단력은 예상 항복하중의 1.2배 정도로, 비보강 실험체에 비하여 증가량이 다소 작은 이유는 3.1 균열 및 파괴양상에서 전술한 바와 같이 강판섬유시트 복합패널의 코너부 앵커링으로 인해 이형벽체의 일체화가 저해됨에 따라 면외방향 플랜지벽체가 면내방향 웹벽체의 휨성능 향상에 크게 기여하지 못했기 때문에 판단된다. 이후 최종 8단계 가진

220%에서는 강제댐퍼의 변형이 증가하고 코어벽체 및 기둥이 손상됨에 따라 내력이 저하되었다.

Fig. 16(a), (b)에 5단계(EI-Centro NS 150%)에서 가진 초기 6초 동안

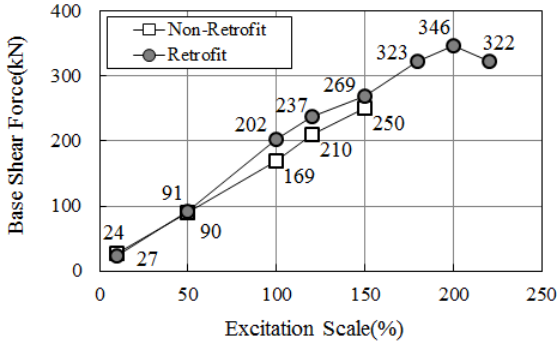
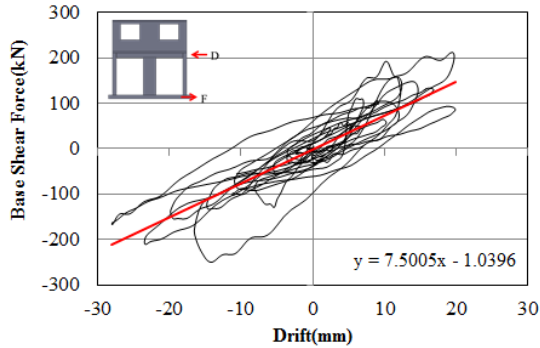
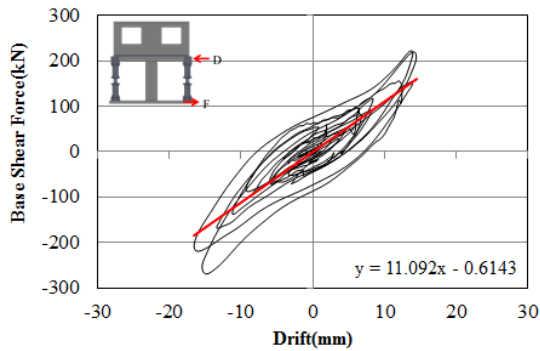


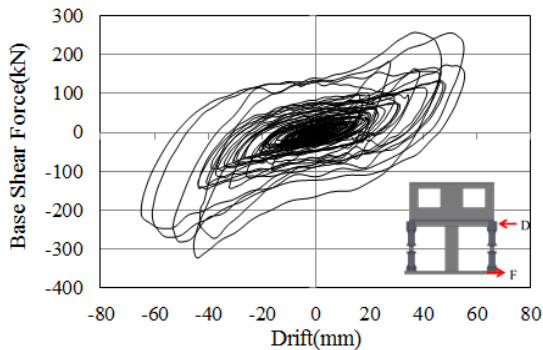
Fig. 15. Base shear force at each step



(a) Non-retrofit for initial 6 seconds at step 5



(b) Retrofit for initial 6 seconds at step 5



(c) Retrofit at step 8

Fig. 16. Floor shear force - drift relationship

의 밀면전단력과 필로티 층 상부의 변위이력 관계를 나타낸다. 비보강 실험체의 경우 에너지 소산 면적이 거의 없이 원점지향에 가까운 형태로 거동한 반면, 보강 실험체의 경우 댐퍼가 항복하여 Bi-Linear형의 거동이 반영되어 전반적으로 에너지소산의 형태를 나타내었으며 안정적인 이력으로 거동하였다. 또한 Fig. 16(c)에 나타낸 8단계 가진 220%에서 전체적인 실험체의 거동이 댐퍼의 이력거동에 크게 지배되는 경향을 확인할 수 있었다.

3.5 변형률에 의한 부재별 손상

본 절에서는 비보강 및 보강 실험체의 손상상태를 주요 부재의 변형률 변화를 이용하여 비교·분석하였다. Fig. 17에 가진단계(3~7단계)에 따른 비보강 및 보강 실험체의 부재별 평균 변형률 항복비 변화를 나타낸다. 비보강 실험체의 경우 가진 4단계에서 코어벽체의 전단보강근이 항복에 도달하였으며, 5단계에서 4 정도의 항복비를 나타내며 크게 변형하였다. 보강 실험체의 경우, 기둥은 주근의 일부 위치에서 항복에 도달하기도 하였으나, 평균적으로 거의 항복변형률에 미치지 못해 가진 7단계까지 대부분의 기둥이 탄성상태를 유지한 것으로 판단된다. 코어벽체 역시 비보강 실험체가 파괴

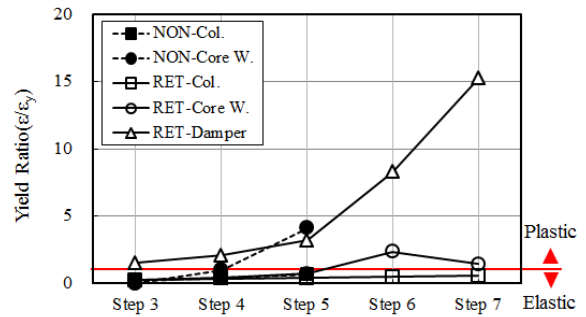
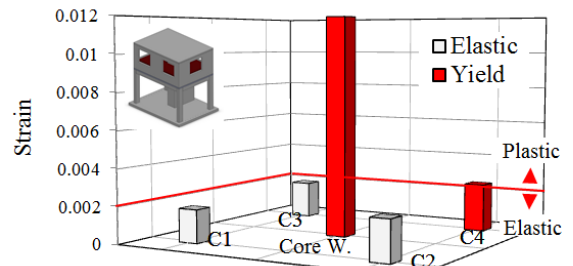
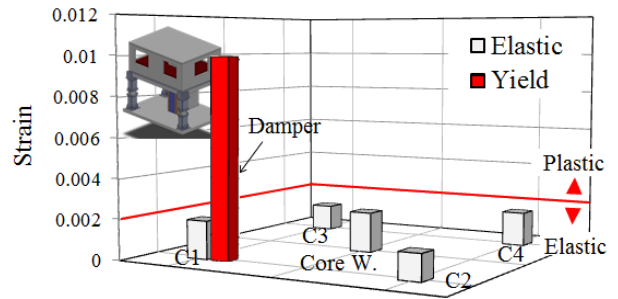


Fig. 17. Strain yield ratio



(a) Non-retrofit specimen



(b) Retrofit specimen

Fig. 18. Strain distribution at step 5(EI-Centro NS 150%)

된 가진 5단계까지 항복하지 않았으며, 그 이후 입력가속도가 증가함에 따라 항복후 손상이 다소 발생하였다. 반면, 강재땀퍼의 경우 가진 3단계에서 변형을 측정 시작한 결과, 땀퍼가 항복한 것을 확인하였다. 또한 가진단계가 증가함에 따라 땀퍼의 변형률도 비례적으로 증가하여 땀퍼가 소성거동에 의해 에너지를 소산시켰음을 유추할 수 있다. 특히, Fig. 18에 나타난 가진 5단계에서의 구조부재별 변형률 분포에서 비보강 실험체의 경우(Fig. 18 (a)), 기둥보다 코어벽체에 손상이 집중됨에 따라 손상 분포가 부재별 강성차에 지배된다는 점과 보강 실험체의 경우(Fig. 18 (b)), 땀퍼는 크게 항복하고 주요 구조부재는 탄성상태를 유지함에 따라 땀퍼를 이용한 내진보강이 구조부재의 손상제어에 효과가 있음을 가시적으로 확인할 수 있었다.

3.6 땀퍼의 거동

보강 실험체에 설치한 입력에너지 저감형 강재땀퍼는 땀퍼의 강성 확보 및 설계하중에 유동적으로 대응하기 위해 교체가 가능하도록 몇 개의 강재 부재가 조립식으로 구성되어 있다. 실제 이력거동을 하는 강봉땀퍼 외, 상하부의 지지플레이트는 충분한 강성이 확보되어 지진하중 작용시 변형이 거의 발생하지 않는 것을 전제로 보강땀퍼를 설계하였다. 그러나 보강실험체의 실험결과를 분석한 결과, 비보강 실험체에 비하여 고유주기가 크게 증가하지 않은 점, 변위응답이 크게 제어되지 않은 점, RC 구조부재의 손상이 상당부분 진행된 점 등을 고려할 때, 보강재의 강성이 충분히 확보되지 못한 것으로 판단된다. 이는 Fig. 19에 나타난 바와 같이 가진에 의한 필로티 층의 최대응답시 하부 지지플레이트는 응답이 거의 없는 반면, 상부 지지플레이트의 회전(Fig. 19 (b))이 발생한 것에서 확인할 수 있다. 이러한 땀퍼의 거동은 Fig. 20의 가진단계별 기둥과 땀퍼의 최대 변위응답 비교에 나타난 바와 같이 필로티 층의 응답변위(Fig. 19(c)에서 기둥의 변형량, d_c)와 강재땀퍼의 변형량(d_d)이 일치하지 않는 결과를 발생시켰다. 땀퍼의 변형은 필로티층의 변형에 비하여 전반적으로 1/7~1/3의 수준으로 작게 측정됨에 따라 지지플레이트 접합부에서 초기단계부터 회전이 발생하였을 것으로 판단된다.

따라서 이상적인 거동을 위해 지지플레이트의 변형(d_s)은 거의 발생하지 않아야 하지만, 실제로는 시공상의 문제 등으로 인해 상부접합부에 회전이

발생하면서 땀퍼의 강성이 확보되지 못하였으며, 땀퍼에 전단력뿐만 아니라 축력이 함께 작용함에 따라 전반적으로 땀퍼의 성능이 충분히 발휘되지는 못한 것으로 판단된다. 그럼에도 불구하고 땀퍼 및 기둥의 변형을 부재각으로 환산했을 때, Fig. 21에 나타난 바와 같이 땀퍼는 최대 0.18rad(약 1/5), 기둥은 0.02rad(약 1/50)으로 측정되어 땀퍼가 충분히 변형하였으며, 이력거동에 의해 많은 에너지를 소산시켰음을 알 수 있다.

한편, Table 9에 가진 단계별 땀퍼 및 필로티층(기둥)의 잔류변형 및 누적 잔류변형을 나타낸다. 최종 누적 잔류변형도 이론적으로는 두 부재에도 동일한 값이 도출되어야 하지만, 실험결과 가진 5단계까지는 기둥의 누적 잔

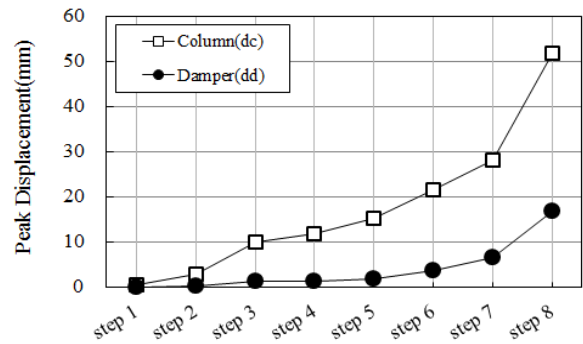


Fig. 20. Comparison of peak displacement between column and damper for retrofit specimen

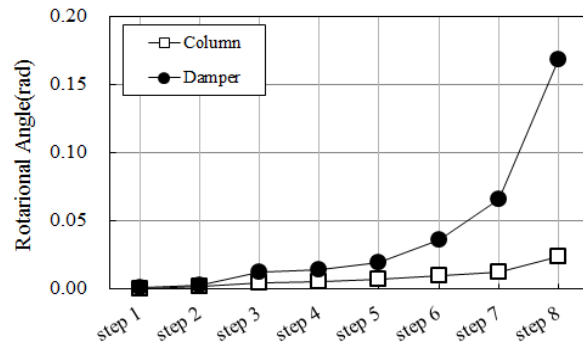


Fig. 21. Comparison of drift ratio (rotational angle) between column and damper for retrofit specimen

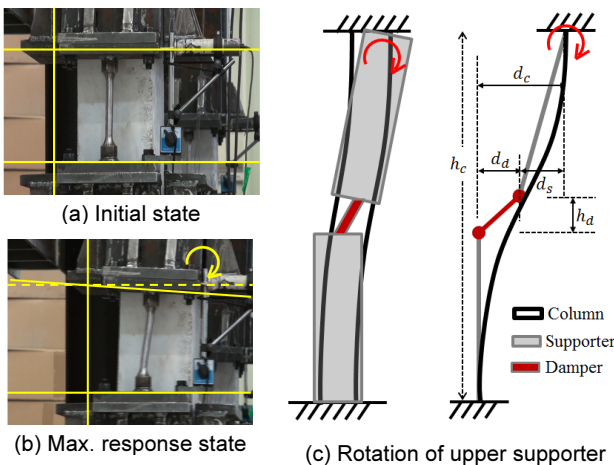


Fig. 19. Deformation of damper

Table 9. Residual displacement of retrofit specimen (Unit : mm)

Step	Excitation Scale (%)	Damper		Column	
		Residual	Accumulated Residual	Residual	Accumulated Residual
1	10	0.00	0.0	0.07	0.07
2	50	-0.02	0.02	-0.02	0.09
3	100	0.01	0.03	-0.06	0.14
4	120	0.00	0.04	-0.12	0.27
5	150	0.06	0.10	0.09	0.36
6	180	0.41	0.51	0.20	0.56
7	200	1.43	1.94	0.44	1.00
8	220	3.26	5.20	0.72	1.71

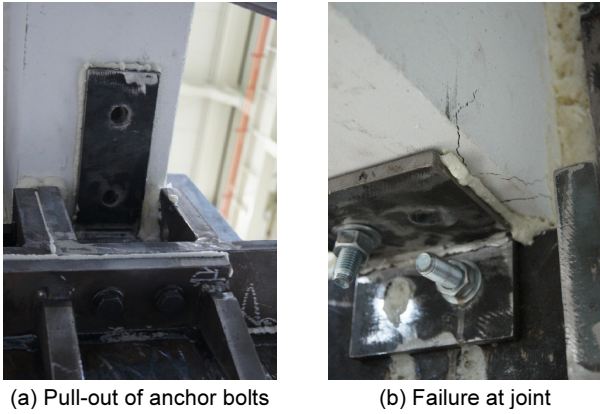


Fig. 22 Damage of joint for retrofit specimen

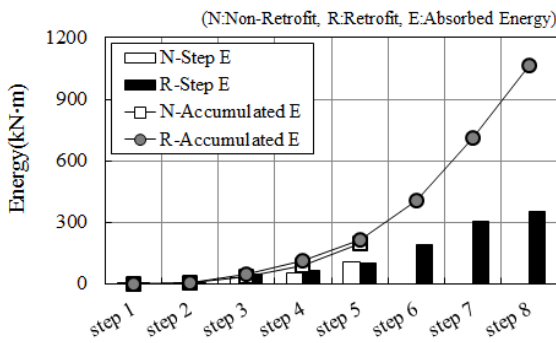


Fig. 23. Absorbed energy at each step

류변형이 댐퍼의 변형보다 크게 측정되었으며, 6단계부터 최종 8단계 가진 후에는 댐퍼의 잔류변형이 더 크게 측정되었다. 이는 5단계까지는 댐퍼 접합부에서 회전에 의한 변형이 잔류되었으며, 6단계 이후에서는 기둥-보-댐퍼상부접합부에 과도한 응력집중이 발생함에 따라 Fig. 22와 같이 댐퍼 상부접합부에서 앵커볼트가 탈락하는 등 접합부에 손상이 발생하였고, 이로 인해 댐퍼 접합부에 Slip이 발생하였기 때문으로 판단된다.

3.7 흡수 에너지

Fig. 23에 비보강 및 보강 실험체의 가진 단계별 필로티층에서 소산된 변형에너지를 나타내며, 여기서의 변형에너지는 필로티층의 밀면전단력-변위 이력관계 그래프의 면적에서 계산하였다. 비보강 실험체가 최종파괴된 가진 5단계(EI-Centro NS 150%)까지 각 가진단계에서 소산된 변형에너지는 두 실험체가 비슷한 수준을 나타내었다. 3.1절 및 3.4절에서 전술한 실험체의 파괴양상 및 Fig. 16에 나타난 밀면전단력-변위 이력관계 그래프를 참고하면, 두 실험체에서 소산된 에너지의 양은 비슷하더라도, 비보강 실험체의 경우 구조부재의 손상에 의해, 보강 실험체의 경우 댐퍼의 손상에 의해 변형에너지가 소산된 것으로 볼 수 있다. 또한 구조물에 입력되는 에너지의 양은 그 구조물의 질량과 고유주기에 의존하는 값[14]임을 고려할 때 지진파에 의해 두 실험체에 입력된 에너지의 양은 비슷하므로, 보강 실험체는 댐퍼의 이력거동에 의해 입력에너지를 대부분 흡수함에 따라 비보강 실험체에 비하여 RC 구조부재에 입력되는 에너지의 양이 저감되었다고 할

수 있다. 한편 보강 실험체는 최종 파괴시까지 비보강 실험체에 비하여 약 5.5배 가량의 누적에너지를 흡수함으로써, 입력에너지저감형 강재댐퍼 보강을 적용함에 따라 전체 구조물이 보다 큰 입력에너지에 견딜 수 있는 것으로 판단된다.

4. 결론

본 연구에서는 국내 저층 RC 주거시설 및 근린생활시설에서 주로 채택되고 있는 필로티형 건물을 대상으로, 필로티 층내 강성분포를 고려한 동적 응답특성 및 파괴 메커니즘을 규명하기 위하여 진동대 실험을 수행하였다. 또한 연약한 필로티층의 내진성능을 확보하기 위해 입력에너지 저감형 강재댐퍼 보강을 적용한 보강 실험체에 대한 진동대 실험을 수행하고 비보강 및 보강 실험체의 성능을 비교 분석한 결과, 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다.

- 1) 비보강 필로티 실험체에 대한 진동대 실험결과, 코어벽체가 전단파괴된 반면 기둥은 휨균열이 발생하는 정도의 손상만이 발생하여, 코어벽체와 기둥간 강성차에 의해 손상도가 달라지는 것을 확인하였다.
- 2) 입력에너지 저감형 강재댐퍼를 이용하여 필로티 기둥을 보강한 실험체에 대한 진동대 실험결과, 비보강 실험체의 코어벽체가 전단파괴된 가진단계에서 보강 실험체의 댐퍼는 항복후 소성 변형하는 이력거동에 의해 입력에너지를 상당부분 흡수하였으며 코어벽체 및 기둥은 탄성상태를 유지함에 따라, 강재댐퍼가 구조물에 입력되는 에너지를 저감시킬 수 있음을 확인하였다.
- 3) 보강 실험체는 최종 파괴시까지 비보강 실험체에 비하여 약 5.5배 가량의 누적에너지를 흡수함에 따라, 댐퍼보강을 적용한 구조물이 더 큰 입력에너지에 견딜 수 있음을 확인하였다.
- 4) 비보강 및 보강 실험체의 동적응답 및 고유주기는 거의 유사한 크기로 측정되었는데, 이는 댐퍼의 강성이 충분히 확보되지 못한 결과로, 강성이 큰 댐퍼를 설치함으로써 골조의 접합부에 과도한 응력집중 및 하중이 작용하여 접합부가 손상됨에 따라 댐퍼 접합부의 회전 및 Slip이 발생하였기 때문으로 판단된다. 따라서 댐퍼의 성능이 충분히 발휘되기 위해서는 댐퍼 및 골조 접합부의 강성 및 강도가 확보되어야 할 것으로 판단된다.

필로티 구조의 댐퍼보강을 통하여 본문에 서술한 바와 같은 보강효과를 기대할 수 있다. 상기의 보강효과는 댐퍼보강과 함께 실시한 강관섬유시트 복합패널에 의한 보강효과도 일부 포함되어 있을 수 있으나, 본 연구에서 실시한 강관섬유시트보강은 댐퍼에 의한 보강 메커니즘에 크게 영향을 미치지 않으므로 그 기여도는 미미하다고 판단된다. 다만, 댐퍼를 이용한 내진 보강시, 코어벽체의 강도가 부족할 경우 큰 지진하중에 대하여 댐퍼가 충분히 에너지를 흡수하기 전에 코어벽체가 파괴될 가능성이 있기 때문에 설계시에 각 부재간의 내력 및 강성 관계를 명확히 산정한 후 설계할 필요가 있다. 이와 관련하여 구조부재 및 보강 댐퍼간 최적의 내력 및 강성관계에 관한 추후 연구가 수행되어야 할 것으로 판단된다.

/ 감사의 글 /

본 논문은 소방방재청 자연재해저감기술사업(NEMA-자연-2010-32) 연구비 지원으로 수행되었음.

/ REFERENCES /

1. Ko DA, Shaking Table Tests and Analytical Studies on the Piloti-Type High-Rise RC Building Structures. Ph.D. thesis, Seoul, c2005, 291 p.
2. Structural Engineering Reconnaissance of the August 17, 1999 Earthquake : Kocaeli (Izmit), Turkey. PEERC; c2000.
3. Tsai KC, Hsiao CP, Bruneau M, Overview of Building Damages in 921 Chi-Chi Earthquake, *Earthquake Engineering and Engineering Seismology*, 2000 Mar;2(1):93-108.
4. Verderame GM, Luca FD, Ricci P, Manfredi G, Preliminary analysis of a soft-storey mechanism after the 2009 L'Aquila earthquake, *Earthquake Engng Struct, Dyn*, 2011;40:925-944.
5. Das S, Nau JM, Seismic design aspects of vertically irregular reinforced concrete buildings, *Earthquake Spectra*, 2003 Aug;19(3): 455-477.
6. Lamb PB, Londhe RS, Seismic behavior of soft first storey, *IOSR-JMCE*, 2012 Nov;4(5):28-33.
7. Lee HS, Ko DW, Seismic response characteristics of high-rise RC wall buildings having different irregularities in lower stories, *Engineering Structures*, 2007 Apr;29(11):3149-3167.
8. Shin JU, Kim JH, Lee KH, Seismic assessment of damaged piloti-type RC building subjected to successive earthquakes, *Earthquake Eng. Struct, Dyn*[Internet], 2014 Feb; DOI:10.1002/eqe.2412.
9. Song SH, Cha MK, Ryu HS, Oh SH, Lee SH, Dynamic response characteristics of the base-isolated structure for shake table test, *Journal of Architectural Institute of Korea*, 2010 Apr; 26(4):21-30.
10. Ministry of Construction and Transportation, Seismic Evaluation and retrofit of low-rise RC building in Korea, Korea University, Seoul; c2002.
11. Korea Society of Seismic Isolation and Vibration Control, PEER-Review guideline for design of structures with damping systems, Seoul: Korea Society of Seismic Isolation and Vibration Control; c2012, 237 p.
12. Oh SH, Kim JW, Moon TS, An experimental study of flexible-stiff mixed system of high yield ratio-high strength steel for the practical use, *Journal of Korean Society of Steel Construction*, 2005 Aug;17(4):395-405.
13. Akiyama H, Takahashhi M, Shi Z, Ultimate energy absorption capacity of round-shape steel rods subjected to bending, *J. Struct. Constr. Eng.*, 1995 Sep;(475):145-154.
14. Akiyama H, Earthquake-resistant design method for buildings based on energy balance, 1st ed, Oh SH, Seoul: Goomibook; c2002, 328 p.
15. Architectural Institute of Korea, Guideline for design of vibration control system, Seoul: Architectural Institute of Korea; c2010, 136 p.