1:5 축소 10층 내력벽식 R.C. 공동주택의 지진모의실험

Earthquake Simulation Tests on a 1:5 Scale 10-Story R.C. Residential Building Model

이한선¹⁾ · 황성준²⁾ · 이경보³⁾ · 강창범⁴⁾ · 이상호⁵⁾ · 오상훈⁶⁾

Lee, Han Seon · Hwang, Seong Jun · Lee, Kyung Bo · Kang, Chang Bum · Lee, Sang Ho · OH, Sang Hoon

국문 요약 >> 본 논문에서는 1:5 축소 10층 내력벽식 철근콘크리트(RC) 내력벽식 공동주택의 지진모의실험의 결과를 제시한다. 실험의 결과는 다음과 같다. (1) 본 실험 모델에서 재현주기 50년 지진에 대해서는 선형 탄성응답을 보이며, 우리나라의 설계지진에 대해서는 비선형 거동을 확인할 수 있다. (2) 재현주기 2400년의 최대지진에 대해 실험체의 강성 및 강도 저하가 현저하게 나타났다. (3) 횡 관성력에 대한 주 저항은 주로 엘리베이터 홀과 계단실 벽체로부터 유래되었다. (4) 실험체의 손상 및 파괴 모드는 벽과 슬래브의 휨 거동에 의해 지배되었다. 가진의 크기가 증가 할수록 현저한 강성의 저하와 고유주기의 증가가 발생하였다.

주요어 철근콘크리트, 공동주택, 축소모델, 지진모의실험, 강성, 강도

ABSTRACT >> This paper presents the results of shaking table tests on a 1:5 scale 10-story R.C. wall-type residential building model. The following conclusions are drawn based on the test results. (1) The model responded linear elastically under the excitations simulating an earthquake with a return period of 50 years, and showed a nonlinear response under the excitations simulating the design earthquake of Korea. (2) The model showed a significant strength drop under the maximum considered earthquake, with a return period of 2400 years. (3) The major portion of the resistance to lateral inertia forces came from the walls used for the elevator and stair case. (4) Finally, the damage and failure modes appear to be due to the flexural behavior of walls and slabs. A significant deterioration of stiffness and an elongation of the fundamental periods were observed under increased earthquake excitations.

Key words Reinforced concrete, Residential building, Scale model, Earthquake simulation test, Stiffness, Strength

1. 서 론

인구주택총조사¹⁾에 따르면 1980년 총 가구의 7.9%에 불과하던 공동주택 가구 수가 2005년에는 52.5%에 다다랐고, 그 이후로도 매우 많은 가구가 고층 공동주택의 형식으로 지어지고 있는 것을 주위에서 볼 때, 이러한 고층 공동주택 구조물이 우리나라 주거용 건축물에 차지하는 비율은 절

대적으로 크다고 볼 수 있다.

이러한 고층 공동주택에 있어서 신축건물에 대해 지진에 대비한 설계, 시공이 이루어지도록 해야 할 뿐만 아니라, 기존 건물에 대해서는 대형 지진이 발생하였을 때, 붕괴위험이 큰 경우 거주자로 하여금 철수를 명령하거나, 일시 대피하여 보수보강 후 재사용이 가능한지 신속히 판단할 수 있는 지침을 마련하는 것이 재난에 대한 신속한 대처와 관련 인명과 재산 피해의 최소화에 매우 중요하다.

우리나라 공동주택, 특히 고층 공동주택의 구조 형식은 우리나라 국민들의 주거 남향 선호와 벽식 구조의 시공상 경제성이 합하여, 대부분 일자형 직사각형 평면을 이루고 구조적으로는 철근콘크리트 슬래브와 벽체가 3차원적으로 어우러진 Box형의 구조체를 이루고 있다. 하지만 우리나라와 같은 특수한 상황에서 생성된 고층 RC 내력벽(Box)식 구조시스템은 내진설계기준에서는 내력벽 시스템으로 정의되어 있으나 우리나라를 제외하고는 세계적으로 유사한 예

¹⁾ 정회원·고려대학교 건축사회환경공학부, 교수
(교신저자: hslee@korea.ac.kr)

²⁾ 고려대학교 건축사회환경공학부, 석사과정

³⁾ 고려대학교 건축사회환경공학부, 석·박사통합과정

⁴⁾ 고려대학교 건축사회환경공학부, 석사과정

⁵⁾ 정회원·부산대학교 건축공학과, 교수

⁶⁾ 정회원·부산대학교 건축공학과, 조교수

본 논문에 대한 토의를 2012년 2월 29일까지 학회로 보내 주시면 그 결과를 게재하겠습니다.

(논문접수일 : 2011. 10. 5 / 수정일 : 2011. 11. 22 / 게재확정일 : 2011. 11. 22)

© 2011EESK www.eesk.or.kr

를 찾아보기 힘들 정도로 국외에서는 별로 사용되지 않는 구조시스템이다.

국내에서 1991년 대한주택공사 주택연구소에서 실시한 1/3축소 3층 P.C 공동주택 모델에 대해 진동대 실험⁽²⁾, 1/2 축소 2층 RC 라멘 구조에 대한 동적 실험⁽³⁾, 경찰서 건물을 표본으로한 1/5축소 3층 모멘트 골조 실험⁽⁴⁾, 1/12축소 17층 모델에 대한 진동대 실험⁽⁵⁾ 등이 있었지만 우리나라 고층 공동주택에 많이 사용되는 시스템인 내력벽 시스템에 대해서는 연구가 부족한 상황이다.

따라서 이 연구에서는 국내에서 가용한 최대 규모의 지진 모의실험장치 (부산대학교, $5m \times 5m$)에 맞게 내력벽 시스템을 적용한 10층 공동주택 축소 모델을 제작하였고⁽⁶⁾, 지진 모의실험을 통하여 고층 공동주택의 지진응답거동을 관찰하고 내진성과 특성을 평가하고자 한다.

2. 대상 구조물의 선정과 설계

2.1 대상 건물 설계

설계 및 제작을 위한 표준 대상 건물은 아파트 주거 환경 통계⁽⁷⁾에 근거하여 국내의 가장 전형적인 형태의 모델을 선정하였으며, 한 세대의 규모가 $89 m^2$ 이고 2세대가 1층을 이루는 15층 판상형의 고층 공동주택이다.

지진모의실험장치의 용량 ($5m \times 5m$, $600kN$)과 사용재료인 철근의 가용성을 고려하여 층수를 10층으로 낮추었으며 축소율을 1:5로 결정하였다. 이때 1:5축소모델의 진모델(True Replica Model) 무게는 $851kN$ 으로 진동대의 최대 허용무게인 $600kN$ 을 초과하여, 실험체의 무게를 절반($425kN$)으로 줄이고, 가속도를 2배로 증가시킴으로써 왜곡 모델(Distorted Model)을 채용하였다(Table 1). Table 2는 표준 대상 건물과 축소모델의 무게를 비교한 것이다.

10층 표준 대상 건물의 구조해석과 구조설계는 구조해석프로그램(MIDAS GEN)⁽⁸⁾을 이용하여 수행하였다. 대부분의 기존 공동주택이 KBC2005⁽⁹⁾ 적용 이전에 건설된 점을 고려

하여, 이전 기준인 AIK2000⁽¹⁰⁾에 따라 설계를 수행하였다.

우리나라의 설계기준인 AIK2000⁽¹⁰⁾과 KBC2005⁽⁹⁾에서 제시하는 고유주기와 밀면전단계수 산정식은 Table 3과 같다. C_s 는 밀면전단계수 혹은 지진계수이고, V 는 밀면전단력, W 는 건물의 유효 하중이다. 지역계수는 0.11, 중요도계수는 1.2를 사용 하였고, 반응수정계수는 3(AIK2000)⁽¹⁰⁾과 4.5(KBC2005)⁽⁹⁾를 사용하였다. Table 4는 10층 표준 대상 건물의 해석 결과이다.

축소된 실험모델의 상세는 Fig. 1에 주어져 있으며, Fig. 2는 1:5축소모델의 철근 배근 상세도면이다.

2.2 재료 및 실험체 제작

실물크기 철근(D13, D10)에 상응하여, 축소모델 실험체(1:5)에서 D3, Ø2의 모델철근을 사용하였다. 모델철근은 상사성 원리(Table 2)에 근거하여 철근의 힘에 축소율을 적용하여 항복력을 정하였다. 항복력을 맞추기 위하여 진공 열처리를 수행하였다. 콘크리트 굵은 골재는 실물 골재의 크

〈Table 1〉 Similitude Law

items	Dimension	True replica model	Distorted model
Length L	L	1/5	1/5
Area A	L^2	1/25	1/25
Density ρ	M	5	5/2
Velocity $\dot{\chi}$	LT^{-1}	$\sqrt{1/5}$	$\sqrt{2/5}$
Acceleration $\ddot{\chi}$	LT^{-2}	1	2
Frequency f	T^{-1}	$\sqrt{5}$	$\sqrt{10}$
Time t	T	$1/\sqrt{5}$	$1/\sqrt{10}$

〈Table 2〉 Total Weight of model

Model	Total Weight (kN)
Prototype model	21268 kN
True replica model (1:5)	851 kN
Distorted model (1:5)	425 kN

〈Table 3〉 Natural period and Base shear coefficient

	AIK2000	KBC2005
Natural Period	$T_a = C_t(h_n)^{3/4}$ $C_t = 0.0731$: RC Moment resisting frame (X-dir) $= 0.0488$: Others (Y-dir) h_x : height of structure	$T_a = C_T(h_n)^{3/4}$ $C_T = 0.073$: RC Moment resisting frame (X-dir) $= 0.049$: Others (Y-dir) h_x : height of structure
Base Shear Coefficient	$C_s = \frac{V}{W} = \frac{A I_E S}{1.2 \sqrt{T} R} \leq \frac{1.75 A I}{R}$ A : Zoning factor, I : Importance factor, S : Modulus of foundation, R : Response modification factor, T : Fundamental period S_{D1}, S_{DS} : Spectral accelerations at period 1sec and 0.2sec, respectively(0.234, 0.439)	$C_s = \frac{V}{W} = \frac{S_{D1}}{(R/I_E) T} \leq \frac{S_{DS}}{R/I_E}$

기인 25mm를 1:5축소한 5mm골재를 사용하였고, 물시멘트 비 57%의 배합비를 사용하였다.

〈Table 4〉 Results of analysis (10-story full scale)

Natural Period (first mode)		X-dir	1.07sec
Natural Period (second mode)		Y-dir	0.69sec
AIK2000	Natural Period	X-dir	0.865sec
		Y-dir	0.578sec
	Base Shear	X-dir	1001kN
		Y-dir	1225kN
	Base Shear Coefficient	X-dir	0.047
		Y-dir	0.057
KBC2005	Natural Period	X-dir	0.864sec
		Y-dir	0.580sec
	Base Shear	X-dir	1531kN
		Y-dir	2275kN
	Base Shear Coefficient	X-dir	0.072
		Y-dir	0.107

실험체는 2010년 8월부터 2011년 3월까지 약 6개월에 걸쳐 제작하였다. 실험은 2011년 6월 부산대 지진실험센터에서 수행하였다.

Fig. 3은 모델철근의 인장실험 결과이며, Fig. 4는 각 층 벽체 및 슬래브를 타설할 때 현장에서 제작한 공시체를 28일간 습윤 양생한 후, 압축 및 인장강도 시험을 수행한 결과이다. 보다 상세한 내용은 참고문헌⁽⁶⁾을 참고하기 바란다.

3. 지진모의실험 계측 계획 및 프로그램

실험에 사용된 지진파는 Taft(N69E, S21E)이다. 지진실험센터의 진동대의 용량(600kN)을 고려하여 모델의 유효하중을 절반으로 줄였으므로, 상사성의 원리(Table 1)에 근거하여 시간 축을 기존 지진파의 $1/\sqrt{10}$ 로 줄이고 가속도를 2배로 높였다. 총 12번의 실험이 실시되었으며, 각 실험에 대한 진동대 입력파와 출력파의 최대지반가속도 (Peak Ground Acceleration ; PGA)를 Table 5에 나타내었다. 실험을 전후하여 백색파(White Noise) 실험을 실시하였다. Fig. 5 (a)

〈Fig. 1〉 Details of 1/5 scale model (unit: mm)

〈Fig. 2〉 Details of wall and slab reinforcement (unit: mm)

(a) D3 model rebar

(b) Ø2 model rebar

〈Fig. 3〉 Tensile test results

〈Fig. 4〉 Compression and split tensile test results of model concrete (MPa)

와 같이 실험체의 전체거동을 측정하기 위하여 1, 2, 4, 6, 8, 10층에 변위계와 가속도계를 설치하였으며, 진동대 자체의 전도거동을 측정하기 위하여, 별도의 포스트를 진동대 모서리에 설치하여 횡변위를 계측하였다. Fig. 5(b)와 같이 국부거동을 측정하기 위하여 1층에는 벽체의 소성힌지영역에서의 변형을 분

포, 전단변형, 휨변형을, 2층에는 전단변형과 휨변형을 측정하기 위하여 변위계를 설치하였다. 또한 슬래브에는 면외휨과 면내휨을 측정하기 위해 변위계를 설치하였다. Fig. 5 (c)와 같이 기초 바닥에는 자체 제작한 로드셀을 설치하여 벽체의 축력과 X, Y 방향 전단력을 측정하였다. 총 235개의 데이터를 취득하였으며, Fig. 5 (d)는 실험 전경을 보여준다.

4. 지진모의실험 결과 및 분석

4.1 전체 거동

Fig. 6 (a)는 KBC2005⁽⁹⁾의 탄성설계스펙트럼과 진동대 가속도 응답 스펙트럼을 비교한 결과를 나타내고 있다. 최대지진(0.60XY)과 설계지진(0.374XY)의 진동대 가속도 응답 스펙트럼이 설계 스펙트럼을 잘 모사하고 있음을 알 수 있다.

Fig. 7의 (a)와 (b)는 각 단계실험에서의 최대 변위와 관성력과 로드셀로 구한 최대 밀면전단력을 실험 순서에 따라 보여주고 있다. 관성력과 로드셀로 구한 최대 밀면전단력은 0.140XY까지 거의 일치 하였지만, 이후 실험에서는 차이를 보이기 시작하였다. 0.60XY실험의 X방향에서 관성력에 의한 밀면전단력은 166kN, 로드셀에 의한 밀면전단력은 135kN으로 31kN의 차이가 발생하였고, Y방향에서는 관성력에 의한 밀면전단력이 238kN, 로드셀에 의한 밀면전단력이 153kN으로 85kN의 큰 차이가 발생하였다.

최대 변위(Fig. 7 (c),(d))는 0.308XY까지는 X와 Y방향에서 비슷한 수준을 보였지만, 0.308XY 이후 차이를 보이기 시작하였으며 0.60XY에서는 X방향이 30.4mm로 Y방향의 26.3mm보다 약 1.15배 크게 나타났다.

Fig. 8은 횡변위와 가속도의 수직분포를 보여주고 있다. 지진의 세기가 2배 (0.374XY/0.60XY) 증가함에 따라 변위의 크기는 X방향으로 약 2배 이상, Y방향으로 약 1.5배 이상 증가를 보여주고 있다. 변위는 역삼각형 분포이나 가속도는 지진의 세기가 증가할수록 등분포를 나타내고 있다.

Fig. 9, 10은 우리나라 설계 지진에 해당하는 0.374XY와 최대지진 0.60XY의 최상층 변위와 밀면전단력 시간이력이다. 최상층 변위의 시간이력(Fig. 9, 10의 (a),(b))에서 X방향의 경우 왼쪽과 오른쪽의 변위가 거의 일치하여 비틀림이 없었지만, Y방향의 경우, 약 2.4초 이후부터 약간의 비틀림이 작용하였음을 알 수 있다.

Fig. 9, 10의 (c)와 (d)는 가속도를 이용해서 계산된 관성력과 로드셀에서 계측된 전단력을 비교한 것이다. 로드셀로부터 얻은 전단력 값이 관성력으로 구한 전단력 값보다 작

(a) Lateral displacement and accelerometer

(b) Shear, Flexural and strain distribution in Plastic region

(c) Load cell

(d) Overall view

〈Fig. 5〉 Instrumentation

〈Table 5〉 Tests Program

Test	Peak Ground Acceleration (unit: g)				Return Periods (years)
	PGA (Input)		PGA (Output)		
	X-dir	Y-dir	X-dir	Y-dir	
0.035XY	0.035	0.040	0.070	0.070	
0.070X	0.070	–	0.089	–	
0.070Y	–	0.080	–	0.104	
0.070XY	0.070	0.080	0.068	0.110	
0.140X	0.140	–	0.172	–	50
0.140Y	–	0.161	–	0.152	
0.140XY	0.140	0.161	0.137	0.142	
0.308X	0.308	–	0.275	–	500
0.308XY	0.308	0.352	0.237	0.311	
0.374X	0.374	–	0.292	–	Design Earthquake
0.374XY	0.374	0.431	0.316	0.450	
0.60X	0.60	–	0.523	–	2400 (M.C.E)*
0.60XY	0.60	0.691	0.525	0.642	

*M.C.E : Maximum Considered Earthquake

(a) Elastic design and table output response spectra

(b) Base shear coefficient

〈Fig. 6〉 KBC 2005 design and output response spectra

(a) Base shear (X-dir.)

(b) Base shear (Y-dir.)

(c) Roof displacement (X-dir.)

(d) Roof displacement (Y-dir.)

〈Fig. 7〉 Comparison of maximum responses between excitations

〈Fig. 8〉 Distribution of Max. lateral displacement and acceleration

〈Fig. 9〉 Time history of roof drift and base shear (0.374XY)

〈Fig. 10〉 Time history of roof drift and base shear (0.60XY)

(a) X-dir

(a) X-dir

(a) X-dir

(b) Y-dir

(b) Y-dir

(b) Y-dir

〈Fig. 11〉 Natural period by white noise tests

〈Fig. 12〉 base shear coefficient (C_s)

〈Fig. 13〉 Interstory Drift (0.374XY)

게 나타났지만, 전체적인 위상은 일치하기 때문에 로드셀 측정값을 신뢰할 수 있었다.

4.2 고유주기와 밀면전단계수

Fig. 11은 각 실험 전후에 수행한 백색과 실험으로 얻은 가속도 응답에 대해 FFT(Fast Fourier Transforms)를 사용하여 구한 고유주기를 보여주고 있다. 지진모의실험 전 실험체의 고유주기는 X방향으로 0.244초, Y방향으로 0.162초로 나타났다. 우리나라 설계기준(KBC2005)⁽⁹⁾의 약산식으로 구한 고유주기는 X방향으로 0.864초, Y방향으로 0.580초이며(Table 4), 상사성의 원리(Table 1)를 적용하여 $\sqrt{10}$ 으로 나눈 값은 0.273초(X방향), 0.183초(Y방향)로 실험체의 고유주기와 설계기준(KBC2005)의 고유주기 산정값과 비슷하였다.

모델의 고유주기는 지진의 세기가 증가함에 따라 완만하게 증가하다가 0.60XY의 실험 전 후 고유주기가 X방향에서 0.303초에서 0.419초로, Y방향에서 0.308초에서 0.364초로 대폭 증가하였다.

Fig. 12는 밀면전단계수(C_s)의 변화를 나타내고 있다. 설계 지진 0.374XY의 밀면전단계수는 X방향의 경우 0.15, Y방향

의 경우 0.18이고(Fig. 12), KBC2005로 산정한 밀면전단계수는 X방향으로 0.078, Y방향으로 0.109로 나타났다(Table 4) 실험결과에 의한 밀면전단계수가 KBC2005로 산정한 값보다 X방향 1.92배, Y방향으로는 1.65배 크게 나타났다.

4.3 층간 변위

Fig. 13은 0.374XY에서 지붕변위가 최대일 때 층간변위의 수직분포를 보여주고 있다.

KBC2005⁽⁹⁾에서는 내진등급 I에 해당하는 구조물의 층간변위를 층고의 1.5%(8.1mm) 이내로 제한하고 있다. 실험 결과 최대 층간변위는 1층에서 발생하였고, 설계지진(0.374XY)일 때 X방향에서 1.8mm, Y방향에 약 1.85mm로서, 모두 허용값 8.1mm 보다 훨씬 작은 값을 보여주었다.

4.4 밀면 전단력과 지붕 횡변위의 상호이력곡선

Fig. 14는 관성력으로 구한 밀면전단력과 지붕 변위의 이력곡선이다. 0.140XY방향 가진시 선형 거동을 보이다가 0.374XY에서는 약간의 비선형 거동을 보이기 시작하였고 0.60XY에서는 큰 비선형거동을 확인할 수 있었다.

〈Fig. 14〉 Base Shear vs Displacement of top floor

0.140XY 가진시 X방향 강성은 11.3 kN/mm Y방향은 15.5 kN/mm 로 나타났고, 0.374XY 가진시 X방향 강성은 6.96 kN/mm Y방향 강성은 13.5 kN/mm 로 나타났다. 0.60XY 가진시 X방향 강성은 4.84 kN/mm , Y방향 강성은 10.7 kN/mm 로 0.140XY와 비교하여 X방향에서 60%, Y방향에서 31% 만큼의 강성 저하가 큰 폭으로 일어났음을 알 수 있다. 0.60XY에서 Y방향으로 최대 237kN의 지진력에 도달후 그 다음 사이클에서 112kN으로 급격히 강도가 떨어짐으로써 이 구조물이 파괴에 이르렀음을 알 수 있다.

4.5 슬래브의 면외힘

슬래브의 면외힘은 인방보가 있는 곳과 없는 곳으로 나누

어 한 층에 3구역으로 2,4,6,8,10층에서 계속하였다. (Fig. 16) 면외힘 변위를 이용한 변형각 산정은 FEMA356에서 제시하는 코드 회전각(Chord Rotation)⁽¹¹⁾ 산정 방법을 사용하였다(Fig. 15).

Fig. 16(a), (c)는 0.374XY 실험의 인방보 위에서 슬래브 면외힘을 보여주며, Fig. 16(b)는 인방보가 없는 곳에서 측정한 슬래브 면외힘을 보여주고 있다. 인방보가 없는 곳에서 측정한 슬래브 면외힘은 6층에서 최대 약 0.006 rad 으로 나타났으며, 인방보가 있는 곳에서 측정한 최대값은 엘리베이터 홀에서 $0.0002 \text{ rad}(6F)$, 침실에서 $0.0004 \text{ rad}(4F)$ 으로 나타났다.

〈Fig. 15〉 Chord rotation for slab and coupling beams

〈Fig. 16〉 Out-of-plane slab rotations (0.374XY)

〈Fig. 17〉 Time histories of shear contribution of wall (0.374XY)

4.6 벽체 거동

Fig. 17에서 벽체가 저항하는 힘의 분포를 관찰하기 위하여, 벽체의 해당 기초를 기준으로 벽체를 9개의 부위로 나누고, 각 부위 별로 X와 Y방향의 로드셀 밀면전단력을 누적하여 나타내었다. 단, 부위 8번의 4개의 로드셀 중에서 29번 로드셀 Y방향의 전단력이 측정되지 않았고, 누적분포에서 제외시켰다(Fig. 5 (c))

설계지진인 0.374XY에서 관성력으로 계측된 X방향 최대 밀면전단력 132kN에 대해, 각 부위 중 8번(엘리베이터 홀)에서 가장 큰 저항력을 보였고 38%(49.6kN) 정도를 부담하는 것으로 나타났다. Y방향 최대 밀면전단력 152kN에 대해, 가장 큰 저항력은 부위 8번(엘리베이터 홀)의 18.7% (28.5kN), 부위 6번이 19.6%(29.9kN)으로 부위 8번과 6번이 비슷하게 나타났다.

Fig. 18(a)는 Y방향 1층 벽체, (b)는 X방향의 1층 및 2층

의 벽체 휨변형과 소성힌지 영역의 변형을 비교하여 나타내었다. 0.374XY에서는 변형이 크지 않아 0.60XY의 변형을 비교하였다. Y방향 벽체는 비슷한 거동을 보였지만, (+)방향과 (-)방향에서 1층 벽체와 소성 힌지의 변형이 상반되게 나타났다. X방향에서는 소성힌지 영역의 변형과 1층, 2층의 휨변형이 비슷한 거동을 보였으며, 1층의 휨변형이 가장 크게 나타났다.

Fig. 18 (c)은 1층 Y방향 벽체 전단변형각의 시간이력을 나타낸다. Y1,Y2는 크기와 거동이 유사하게 일어났지만, Y1의 전단변형은 Y2,Y3벽체 보다 변형값이 크고, 거동은 일치하지 않았다. Fig. 18 (d)는 X방향 벽체의 1층과 2층 전단변형각의 시간이력을 보여주고 있다. 1층의 변형각의 다소 컸고, 1층과 2층의 전체적인 거동은 일치하지 않았다.

〈Fig. 18〉 Time history of wall deformation (0.60XY)

〈Fig. 19〉 Global cracks

〈Fig. 20〉 Local Cracks

4.7 파괴 모드

Fig. 19 (a)는 지붕층 슬래브의 균열과 3층 상부 슬래브의 균열 패턴이다. 슬래브는 비지지 부분에서 집중적으로 균열이 발생하였으며, 벽체와 슬래브의 연결부분에 주로 발생하였다. 대부분의 슬래브에서 3층 상부 슬래브와 같은 형태의 균열 양상을 나타내었다. Fig. 19 (b)는 Y방향 외벽의 균열 형태이다. 휨균열이 1층에 집중되어 있고, 우측에 대각 균열이 관찰된다. Fig. 19 (c)는 슬래브의 하부 균열 패턴이다. 전 층에서 상부와 같은 위치에 유사한 균열을 보여주고 있다

Fig. 20 (a)은 1층 벽체 섹션의 위치를 나타내는 평면도이다. Fig. 20 (b)는 A구역의 균열을 보여주고 있으며, 주로 휨 균열이 발생하였다. Fig. 20 (c)와 (d)는 계단실 좌우 인접벽의 균열을 보여주고 있다. 주로 휨과 전단에 의한 균열이 발생하였으며, 계단실 외부 벽체는 Fig. 20 (d)에서와 같이 많은 휨 균열이 발생하였다. Fig. 20 (e)는 D구역의 균열을 보여주며, 전단균열과 휨균열이 발생하였다. Fig. 20 (f)는 엘리베이터 홀의 균열을 보여주며, 전단에 의한 균열은 거의 발생하지 않았고, 주로 휨에 의한 균열 양상을 보였다.

5. 결 론

근래에 우리나라의 많은 건물이 고층공동주택으로 지어지고 있고, 대부분 내력벽 방식의 구조 시스템을 채택하고 있다. 하지만 국내외적으로 내력벽 구조의 내진특성에 대한 연구가 부족한 상황이다. 본 논문은 고층 공동주택의 지진 응답거동과 내진특성을 파악하기 위하여 국내에 가용한 지진모의실험장치를 고려하여 10층 내력벽식 R.C. 공동주택의 1:5 축소 모델을 제작, 지진모의실험을 수행하였다. 실험 결과 얻은 결론은 다음과 같다.

1. 입력 가속도가 KBC2005의 설계 스펙트럼을 잘 모사하였다. 또한 KBC2005의 경험식에서 계산된 고유주기를 상사성에 의해 조정한 값은 X방향 0.27초, Y방향 0.18초는 백색과 실험을 통해 얻은 고유주기 X방향 0.24초, Y방향 0.16초와 유사하였다.
2. 설계지진(0.374XY) 가진 결과 최대 층간변위는 1층에서 X방향(1.8mm), Y방향(1.85mm)으로서, 이는 KBC 2005⁽⁹⁾에서 요구한 1.5% 변위(8.1mm)보다 훨씬 작은 값을 보여주었다.
3. 설계지진(0.374XY)와 최대지진(0.60XY)에서 얻어진 공동주택의 밀면전단력은 반응수정계수를 3으로 본 설계스펙트럼과 1로 본 설계스펙트럼의 중간에 위치하였다. 최대지진에서 나타난 최종강도는 설계지진에서 나타는 강도의 1.5배 정도를 보여 주었다.
4. 밀면전단력과 최상층 변위의 이력곡선을 실험 단계별로 비교한 결과, 0.140XY에서는 거의 선형거동을 보였다. 설계지진인 0.374XY에서 비선형거동을 나타내기 시작하여 최대지진인 0.60XY에서는 0.140XY와 비교하여 X방향에서 약 60%, Y방향에서 약 31%의 상당히 큰 강성의 저하가 발생하였다. 0.60XY에서 Y방향으로 최대 지진력이 237kN에 도달 후 그 다음 사이클에서 112kN으로 급격히 강도가 떨어짐으로써 구조물이 파괴에 이르렀다.
5. 인방보(Lintel Beam)가 없는 곳에서 측정한 슬래브 면외 휨 회전각은 6층의 바닥 슬래브에서 최대 0.006rad으로 나타났으며, 이는 동일한 층의 인방보가 있는 두 부분에서 측정한 값 0.0002rad(엘레베이터 홀, 6F), 0.0004rad(침실, 4F) 보다 큰 슬래브 면외 변형이 나타났다.

6. 설계지진 0.374XY에서 관성력으로 예측된 X방향 최대 밀면 전단력 132kN에 대해, 이 중 엘리베이터 홀에서 38% (49.6kN)로 가장 큰 저항력을 보였고, Y방향 최대 밀면전단력 152kN에 대해, 가장 큰 저항력은 엘리베이터 홀의 18.2% (28.5kN), 외벽의 19.6% (29.9kN)로서 비슷하게 나타났다.
7. 벽체의 파괴 모드는 주로 휨에 의한 균열로 나타났으며, 전단 균열이 계단실 부근 벽체에서 일부 나타났다. 슬래브 균열은 주로 비지지 슬래브의 길이가 상대적으로 긴 부분에 집중하게 나타났다.

감사의 글

이 연구는 2010년 정부(교육과학기술부)의 재원으로 한국연구재단의 지원을 받아 수행되었으며 이에 감사드립니다. (No.2010-0000789)

참 고 문 헌

1. 통계청, 2005년 인구주택총조사, 2005.
2. 대한주택공사 주택연구소, "P.C 아파트의 내진설계기준 제정을 위한 실험 연구," 1991.
3. 홍성진, 최광호, 윤재진, "지진을 받는 1/2 축소 2층 철근콘크리트 라멘 구조물의 동적 거동에 관한 연구," 대한건축학회 논문집 제8권, 제6호, 3-229, 1992.
4. 이한선, "중력하중 설계된 1:5 축소 3층 철근콘크리트 골조의 지진모의실험," 콘크리트학회 논문집, 제10권, 제6호, 1998.
5. 고동우, "필로티형 고층 철근콘크리트건물의 진동대 실험과 해석연구," 박사학위논문, 고려대학교, 2005.
6. 황성준, 이경보, 이한선, 이상호, 오상훈 "지진모의실험을 위한 10층 R.C. 공동주택의 1:5 축소모델 설계 및 시공," 한국지진공학회 논문집 제15권, 제6호, 2011.
7. 국토해양부 대한주택공사, 아파트 주거환경 통계, 2008.
8. MIDAS IT, MIDAS/GENw ver.5.30, 2005.
9. 대한건축학회(KBC2005), "건축구조설계기준," 2005.
10. 대한건축학회(AIK2000), "건축물하중기준 및 해설," 대한 건축학회, 2000.
11. FEMA., "Pre-standard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of buildings," Report. No. FEMA356, Federal Emergency Management Agency, Wachington, D.C., 2000.