

반복 수평하중을 받는 3층 철근콘크리트 내력벽 아파트 구조물의 거동 특성

장극관¹⁾ · 오영훈^{2)*} · 김기현¹⁾

¹⁾ 서울산업대학교 건축공학과 ²⁾ 건양대학교 건축공학과

(2004년 3월 10일 원고접수, 2004년 8월 30일 심사완료)

Behavior of Three Story Bearing Wall Structure under Lateral Load Reversals

Kuk-Kwan Chang¹⁾, Young-Hun Oh^{2)*}, and Ki-Hyun Kim¹⁾

¹⁾ Dept. of Architectural Eng., Seoul National Univ. of Technology, Seoul, 139-743, Korea

²⁾ Dept. of Architectural Eng., Konyang University, Nonsan, 320-711, Korea

(Received, March 10, 2004, Accepted, August 30, 2004)

ABSTRACT

The purpose of this study is to investigate seismic performance of a bearing wall system for apartment buildings. An 1/3 scale three-story specimen was constructed and tested under cyclic lateral loads. The specimen was consisted of pierced walls and coupling elements as well as floor slabs. The bearing wall system is considered to have a adequate deformation capacity up to 2.0% of roof drift ratio, and the experimental results showed the ductile load-deformation characteristics even though some walls were failed in shear.

Nonlinear analysis was performed to compare the load-deformation curve obtained from the experimental program. The result of nonlinear analysis could be useful to predict the actual behavior characteristics of the bearing wall system subjected to lateral loads.

Keywords : apartment buildings, bearing wall system, coupling elements deformation capacity, opening, nonlinear analysis

1. 서 론

철근콘크리트 건물은 지진력 저항 시스템으로서 전단벽 구조를 광범위하게 채택하고 있다. 미국에서는 대부분 전단벽 시스템을 골조 구조와 혼용하여 사용하고 있으며, 바닥판의 단위평면적당 전단벽의 면적(벽량)을 1% 정도로 전단벽을 활용하고 있다. 반면 국내 대다수의 아파트 건물에서는 내력벽을 겸한 전단벽과 슬래브만으로 구성된 독특한 구조 방식을 채택하고 있으며, 장변 방향의 경우 1%~3%, 단변 방향의 경우 3%~6%의 벽량을 갖도록 건설되고 있다. 칠레 및 터키 등의 국가에서는 국내의 아파트 건물과 유사하게 내력벽과 슬래브만으로 아파트를 건설하고 있다¹⁻⁴⁾.

국내 아파트에 있어서 이러한 경향은 경제성의 척도를 바탕으로 개발된 것이기는 하나 평면구성상 장·단변 방향으로 배치되는 큰 벽량의 차이는 구조적인 측면에서 결정된 사항이 아니라, 계획적인 요구 조건을 수용하는 과정

에서 채택된 국내의 독특한 방식이라 할 수 있다. 이는 남향과 넓은 창호를 선호하는 한국인의 독특한 취향을 반영한 결과로 장·단변 방향의 벽량 차이를 유도하고 있다^{5,6)}.

그러나 구조적인 측면에서 보면 바람이나 지진과 같은 동적 하중에 대하여 건물의 관성 질량은 동일함에도 불구하고 건물의 강성과 직접적으로 관련되는 장·단변 방향의 벽량이 크게 다르다는 점에서 문제점을 찾을 수 있다. 장변 방향으로 배치된 벽체의 양이 요구되는 동적 하중에 대하여 무리 없이 저항할 수 있는 양이라면, 단변 방향으로 배치된 벽체의 양은 안전측으로 결론지을 수 있다. 역으로 단변 방향으로 배치된 벽체의 양이 요구되는 내진 성능에 부합할 수 있는 최소한의 벽량이라면, 장변 방향에 대한 현재의 구조방식은 단변 방향과 같은 구조방식이 아닌 새로운 구조 방식으로서 재고되어야 한다.⁷⁾ 장변 방향은 내력벽에 형성되는 개구부로 인하여 바닥판의 전단력 분배가 균일하지 못하여 내력벽의 개구부 주위에 집중되는 경향이 있으며, 개구부 주위의 연결부재가 양측 전단벽 간의 병렬(coupling) 작용을 할 수 있도록 충분한 강도와 강성을 갖지 못할 경우 수평력에 저항하는 벽식 구조 시스템의 구조성능에서 많은 문제점을 초래한다⁸⁾.

* Corresponding author

Tel : 041-730-5148 Fax : 041-736-4079

E-mail : youngoh@konyang.ac.kr

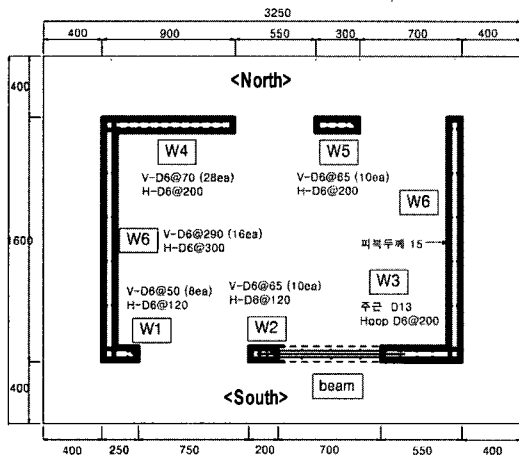
우리나라에서는 1988년부터 일정 규모 이상의 건축물에 대하여 내진설계를 실행하고 있지만, 국내 내력벽 아파트의 구조 특성과 내진 성능을 반영할 만한 충분한 연구자료가 부족한 형편이다. 따라서 벽식 구조 시스템으로 건설된 아파트 내진 성능의 면밀한 평가와 특히 장변 방향에 대한 내력벽 시스템의 내진 성능 평가가 필요하다.

이 연구에서는 벽식구조 아파트 건물을 대상으로 장변 방향 내력벽 시스템의 내진 성능을 평가하기 위하여 1/3 축소모형에 대한 정적반복가력실험을 실시하였으며, 실험결과와 비선형해석결과로부터 내력벽 시스템의 거동 특성과 내진성능을 평가하였다.

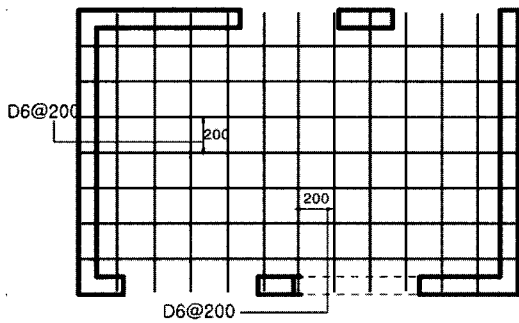
2. 기존 연구의 주요 내용

전단벽의 구조 특성은 1970년대 세장한 장방형 전단벽의 전단강도를 확인하기 위한 PCA(Portland Cement Association, PCA)의 실험을 효시로 많은 실험 및 해석 연구^{9,10)}가 수행되었다.

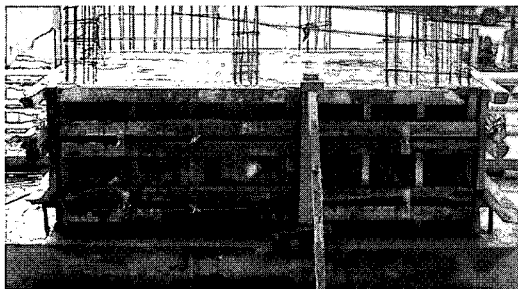
독립 벽체의 비선형거동특성을 파악하기 위한 실험이 PCA에서 단계별로 진행된 바 있으며, EERC (Earthquake Engineering Research Center, EERC)에서는 골조를 포함한 골조-전단벽 구조의 비탄성거동특성을 조사하기 위한 연구¹¹⁾가 수행되었다. 이때까지의 실험은 주로 정적하중에



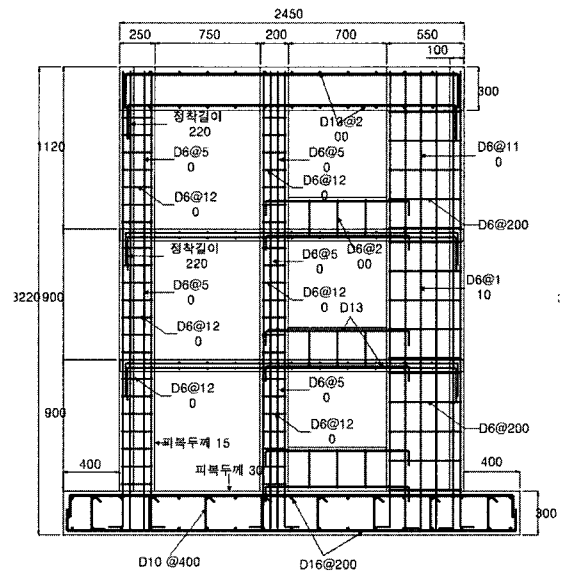
(a) Plan of the three-story specimen



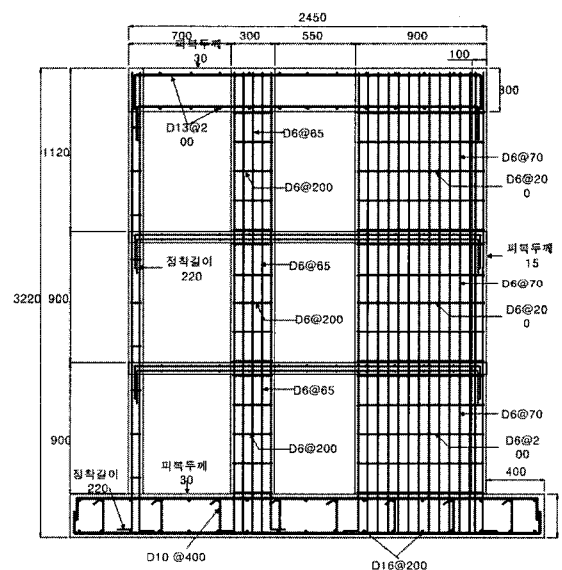
(b) Reinforcement for slab



(c) Construction stage for first story



(d) South elevation and reinforcement



(e) North elevation and reinforcement

Fig. 1 Configuration and reinforcement for three-story wall specimen (unit : mm)

대한 전단벽의 전단강도를 평가하고, 전단파괴를 방지하기 위한 전단 설계 기술을 개발하는데 치중하였다.

1984년에 미-일 공동연구의 결과¹²⁾로 벽체의 비선형거동특성을 파악하기 위한 실험이 PCA에서 계속 연구되었고, EERC에서도 골조를 포함한 전단벽체의 비선형 실험이 수행되었다. 이때까지의 실험은 정적하중에 대한 실험 연구이었으며, 1984년경부터 단일 골조에 대한 1방향 지진하중을 가력하는 동적하중실험을 실시하였다. 1984년에 미-일 공동연구의 결과¹²⁾로 발표된 논문의 내용은 실물크기의 골조-전단벽 실험을 토대로 축소모델의 정확성과 전단벽의 거동모델 등 중요한 데이터를 제공하였다. 비선형동적실험은 진동대에 의한 동적실험과 유사동적실험이 행하여지고 있으며, 3차원으로 제작된 전단벽 시험체에 대한 실험연구는 극히 제한적으로 수행된 바 있다.

3. 실험계획 및 실험방법

3.1 시험체 계획 및 제작

국내 아파트의 특징은 거실과 침실이 위치하게 되는 정면은 채광과 환기를 위해 가능한 창문의 면적을 넓게 배치하고 후면은 창을 작게 하는 구조이다. Fig. 1(a)의 W6과 같이 측면은 세대간을 구분하는 긴 벽체가 배치되어 주요 횡력 저항 요소로 사용된다. 시험체는 이러한 국내 내력벽 아파트의 평면형식을 고려하여, 벽량이 상대적으로 적고 구조적으로 취약할 수 있는 장변 방향의 구조특성을 파악하기 위하여 Fig. 1에 나타난 형상과 같이 1/3 축소 모델이 사용되었다.

Fig. 1과 같이 장변 방향으로 슬래브 및 보가 설치되고, 벽체가 슬래브 또는 보로 연결되어 있지만 연결 부재의 강성과 강도가 벽체의 그것에 비해서 매우 작기 때문에 전체 내력벽 시스템의 수평 강성 역시 작은 구조형식이 된다.

시험체의 크기는 Fig. 1(b)와 같이 가로 2450 mm와 세로 2700 mm이며, 시험체의 고정을 위한 기초부에서 3층 가력 슬래브의 높이까지는 3220 mm이다. 모든 벽체의 두께는 100 mm로 동일하며, 아파트 건물과 유사하게 침실과 거실에 형성되는 개구부를 설치하였다.

Fig. 1(d)의 시험체 전면부는 침실과 거실의 배치를 고려하기 위하여 침실에서 700(B) mm × 600(H) mm, 그리고 거실에서 750(B) mm × 800(H) mm로 개구부의 크기가 다르게 제작되었다. Fig. 1(e)의 시험체 북쪽 면은 아파트 건물의 주방과 작은 침실 등에 면한 벽체를 표현한 것으로 벽체에 형성된 개구부의 크기를 동일하게 제작하였다.

시험체의 최상부인 3층 슬래브는 수평하중의 도입과 하부 구조로 전달을 위해 두께를 300 mm로 제작하여, 가력보 역할을 수행하였다. 이 가력보의 중간 깊이에는 가력장

치의 부착을 위하여 지름 25 mm와 길이 1,100 mm의 갈고리가 달린 볼트를 매설하였다. 매설한 갈고리 볼트는 가력장치와 정확하게 연결될 만큼의 길이를 시험체의 외부로 돌출하여 제작되었으며, 실험에서 돌출된 볼트와 가력기를 체결하여 수평력이 가해진다.

시험체의 슬래브는 가로 2,450 mm와 세로 1,600 mm의 길이로 제작되었으며, 슬래브 두께는 벽체 두께와 동일한 100 mm이다. 슬래브의 배근설계는 6 mm 이형철근을 사용하여 국내 콘크리트구조 설계기준의 규정¹³⁾을 만족하도록 배근하였다.

3.2 시험체의 설치 및 실험방법

Fig. 2와 같이 490 kN 가력기를 사용하여 최상부 3층에 수평력이 작용하도록 시험체가 설치되었다. 가력기와 연결되는 최상층의 전면부는 균일하게 하중이 작용할 수 있도록 보강철물을 설치하였다. 시험체의 기초 부분은 $\phi 170$ 볼트를 이용하여 바닥판에 고정되었다.

시험체의 측면부에는 상대 변위를 측정하기 위한 변위 측정용 프레임 설치하여 Linear Variation Displacement Transducer(LVDT)를 부착하였다. 각 층의 층변위 및 부재의 국부 변형은 LVDT의 측정값을 이용하여 산정되었다. 층변위는 각 층마다 2개씩 설치한 LVDT의 측정값을 평균하여 산정하였다. 철근의 변형을 측정에는 Fig. 3과 같이 벽체와 보 및 슬래브에 매설된 스트레인게이지(Wire Strain Gauge, WSG)가 사용되었다. 각 층마다 설치한 스트레인게이지는 개구부 설치에 따라 연결부재인 보 및 슬래브의 거동 특성을 분석하기 위하여 활용되었다. 측정된 하중, 변위, 변형을 자료는 자동자료수집 장치를 사용하여 계속되었다.

실험에서 도입한 수평하중은 변위제어에 의하여 가력하였으며, 사전에 수행한 해석결과를 바탕으로 항복변위를 예측하여 6 mm의 배수로 횡변위가 반복되도록 하였다.

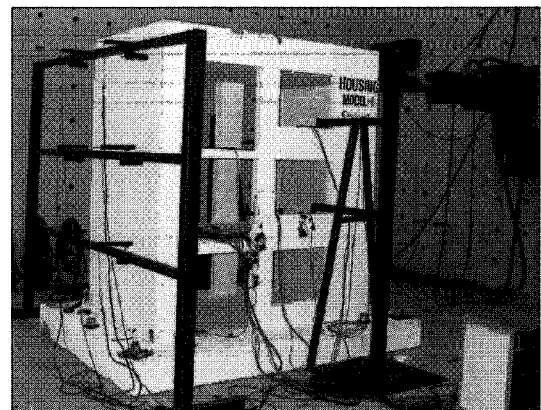


Fig. 2 Setting for test

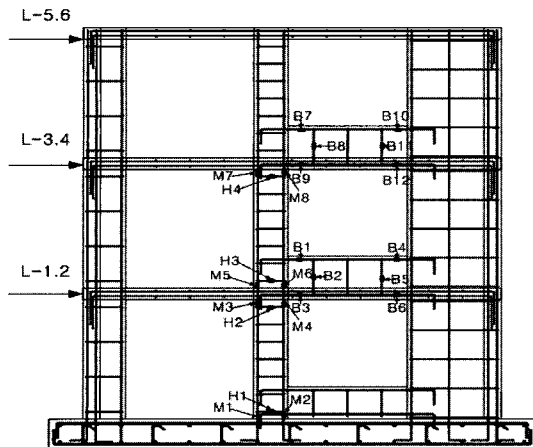


Fig. 3 Location of LVDT and WSG

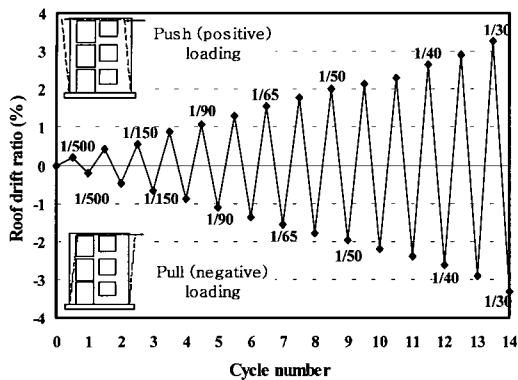


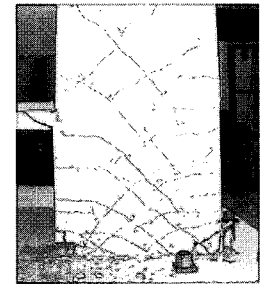
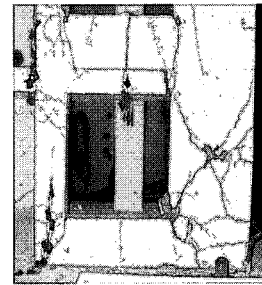
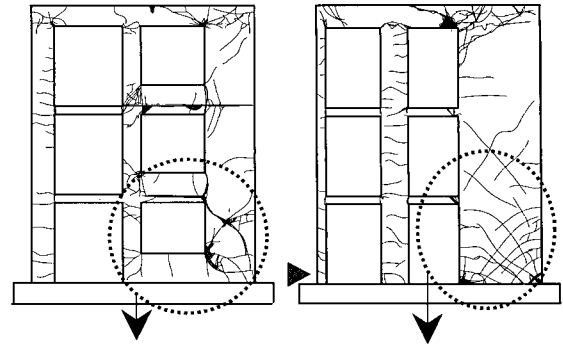
Fig. 4 Roof displacement history

Fig. 4의 변위이력에 따라 정·부 방향으로 가력하였으며, 최종적으로 14 사이클의 변위 이력을 부여하였다. 처음 1 사이클부터 12 사이클까지는 6mm씩 변위를 증가시켰고, 나머지 2 사이클은 9mm로 증가한 변위를 적용하였다. Fig. 4에서는 최상층의 횡변위를 높이로 나눈 지붕층 부재각으로 나타낸 변위 이력을 보여주고 있다.

4. 실험결과 및 분석

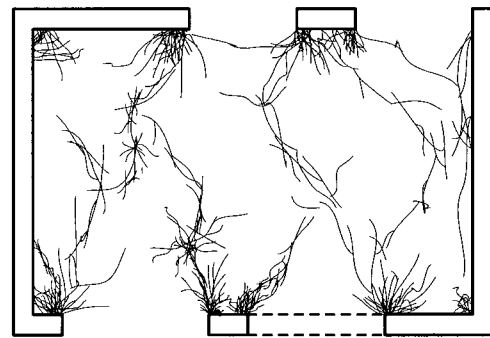
4.1 균열 및 파괴양상

1 사이클(부재각 1/500)의 부가력의 수평하중 130kN에서 최초 균열이 인장측 측면 벽체 하부(Fig. 5에서 ▶로 표시한 부분)에서 휨균열의 형태로 발생하였다. 2 사이클과 3 사이클(부재각 1/300-1/150)에서는 남쪽과 북쪽의 벽체 개구부 모서리와 연결보에서 균열이 발생하였다. 횡변위가 증가함에 따라 벽체의 양 측면에서 휨균열 발생이 증가하였다. 1층 벽체의 남쪽과 북쪽 면에는 3 사이클(부재각 1/150) 230kN의 수평하중이 작용할 때 X자형의 전단균열이 발생하였다.



(a) Cracks of south wall

(b) Cracks of north wall



(c) Cracks of 3rd floor slab

Fig. 5 Cracking pattern of specimen

동쪽 벽체(W6)와 서쪽 벽체(W6)에서는 기초와 1층 벽체가 접하여 시공줄눈이 형성된 부분을 따라 수평 방향으로 길게 휨균열이 발생하였다.

실험의 진행과정에서 발생한 균열은 벽체와 연결부재(보 및 슬래브)뿐만 아니라 바닥 슬래브에서도 발생하였다. 2층 바닥 슬래브에서 처음으로 균열이 발생하였으며, 횡변위가 증가함에 따라 3층 슬래브에도 균열이 발생하였다. 슬래브의 균열은 횡변위가 증가함에 따라 균열폭과 수가 점점 증가하였고, 균열의 길이 역시 길어지면서 전면부 개구부 주위에서 발생한 균열이 북쪽 면 개구부까지 이어지는 현상을 보여주었다. 슬래브의 균열 양상은 Fig. 5(c)와 같으며, 개구부 및 모서리 부분에서 집중적으로 방사형 균열의 형태로 발생하였다.

보의 균열은 2층 바닥에 위치한 보에서 발생하였으며, 이후 3층 바닥의 보에서도 균열이 발생하였다. 횡변위가 크게 발생한 후반 사이클(부재각 1/50)에서는 지붕 층 과

1층 바닥의 보에서도 균열이 발생하였다. 특히 1층 바닥의 보는 인접한 기초의 영향으로 가장 나중에 균열이 발생하였으며, 피해의 크기도 적게 나타난 것으로 판단되었다. 2층 바닥에 있는 연결부재(보 및 슬래브)가 가장 많은 피해를 보여주고 있으며, 특히 연결부재에서 사인장균열과 미끄러짐 전단균열이 발생하였다. 매우 큰 횡변위가 발생한 마지막 2회(2.5%의 부재각 이상)의 가력 사이클 동안에는 가력보 역할을 하는 최상부 슬래브에서 많은 균열이 발생하였고, 특히 부가력에는 가력용으로 매립한 갈고리 볼트가 설치된 부분에서 부착과피에 따른 많은 균열이 발생하였다.

4.2 하중-변위 관계

시험체의 하중-변위는 Fig. 6과 같다. 그림에서 초기강성은 매우 크게 나타났으며, 하중이 증가함에 따라 균열 및 항복이 발생하면서 강성이 감소하였다. 최초 균열은 부가력의 수평하중 130kN(부재각 1/500)에서 인장측 측면 벽체 하부에서 휨균열로 발생하였다. 시험체의 항복은 하중-변위 관계로부터 부재각 0.66% (=1/150)에서 발생하는 것으로 평가되었다. 시험체의 내력은 부재각 1.5%를 전후하여 294kN의 최대값을 보여주고 있으며, 부재각 2.0%를 넘어서면서 내력의 저하 현상이 나타났다. 그러나 부재각 3.0%까지의 범위에서는 급격한 내력 또는 강성의 저하현상이 없었고, 전체적으로 안정된 거동을 보여주었다.

4.3 강성의 변화

시험체 강성의 변화를 파악하기 위하여 사이클마다 정·부 방향의 최대 하중과 최대 변위 간의 기울기로 루프 강성을 평가하였다. 첫 번째 사이클의 강성은 26.7 kN/mm 이었으나, 초기균열과 휨균열이 발생하면서 두 번째 사이클에서는 초기강성보다 30% 정도 감소한 18.4 kN/mm의 강성을 보여주었다. 이후 4kN/mm 정도씩 4 사이클까지 강성이 감소하였으며, 8 사이클까지는 다시 1 kN/mm 정도의 차로 강성 감소가 나타나고 있다. 항복이 발생한 3 사이클의 루프 강성은 10.8 kN/mm로 평가되었다.

Fig. 7은 해당 사이클의 루프강성을 초기루프강성에 대한 비율로 강성의 변화를 보여주고 있다. 강성의 감소는 4 사이클까지 급격하게 줄어들고 있으며, 점차 강성 감소율이 줄어들어 9 사이클(변위각 2.0%) 이후부터는 완만하게 강성이 감소하고 있다.

4.4 층변위 및 층간변위

Fig. 8은 실험이 진행되는 동안 층별로 2개씩 설치한 LVDT를 사용하여 측정된 평균 층변위로 6단계의 지붕층

부재각에 따라 구분한 것이다. 지붕층의 부재각 2.0%의 횡변위가 발생하는 동안은 각 층별로 정·부 방향에 대해서 선형적인 횡변위 분포를 보여주고 있다. 그러나 부재각 2.6%의 가력 사이클 과정에서 최상층 슬래브의 가력용 볼트의 매입구간에서 부착과피에 따라 발생한 균열의 영향 때문에 부재각 3.3%의 횡변위에서는 정가력 및 부가력에 대해 3층의 횡변위가 과다 또는 과소하게 발생하는 경향을 보였다. 이러한 현상은 Fig. 9의 층간변위에서도 확인된다. 현행 국내 내진설계기준에서는 횡력저항시스템에 대한 적절한 변형능력 확보와 과도한 횡변위(층간변위)로 인하여 피해가 집중되는 것을 방지할 목적으로, 층간변위 1.5% 이내로 층변위가 발생하도록 규정하고 있다. 따라서 Figs. 8, 9의 결과에 의하면 지붕층 부재각 및 층간변위 1.5% 범위까지는 층별로 균일한 강성과 강도 분포를 보여주고 있는 것으로 판단되며, 특정한 층에서 피해가 집중적으로 발생하지 않는 것을 확인할 수 있다.

4.5 철근의 변형률

4.5.1 벽체 철근의 변형률

Fig. 1(a)의 W2로 표시된 시험체 정면부에서 중앙에 위치한 벽체의 수직 철근에 변형률 게이지를 부착하여 변형률을 측정하였다.

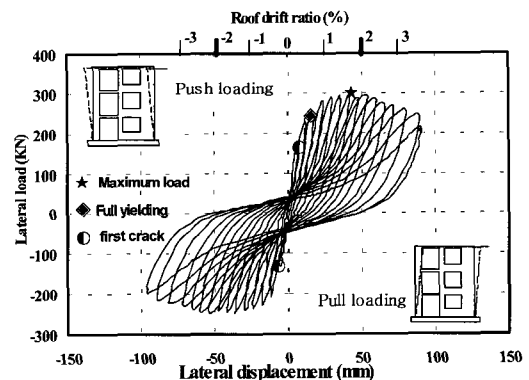


Fig. 6 Load-displacement relationship

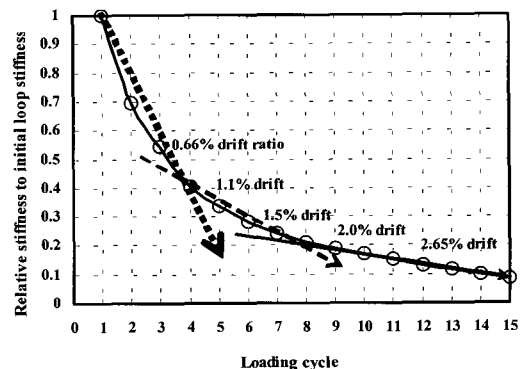


Fig. 7 Relative stiffness to first loop stiffness

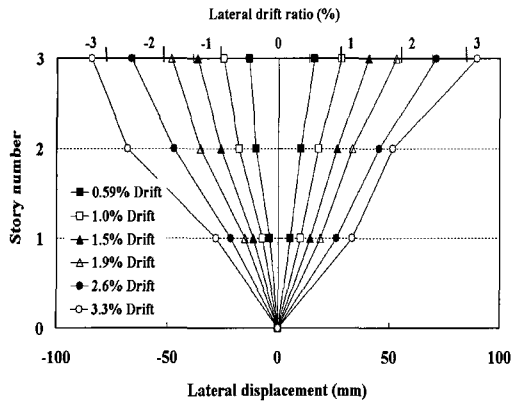


Fig. 8 Story drift profile with roof drift ratio

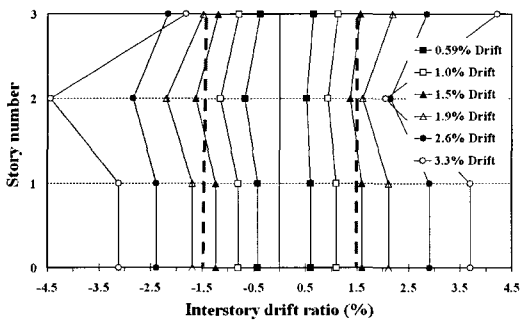
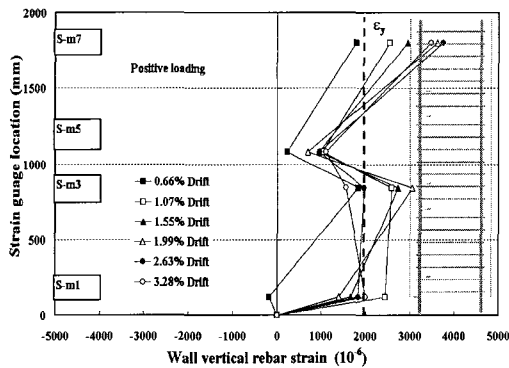
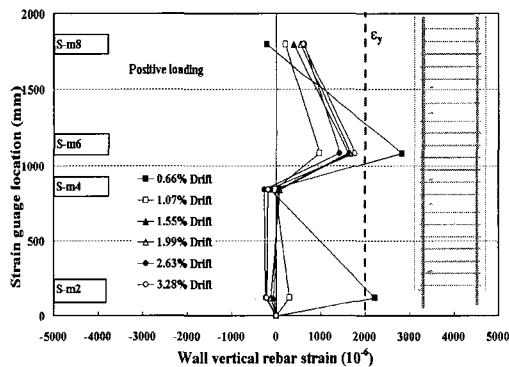


Fig. 9 Interstory drift ratio with roof drift ratio



(a) Strain of left longitudinal rebar at W2



(b) Strain of Right longitudinal rebar at W2

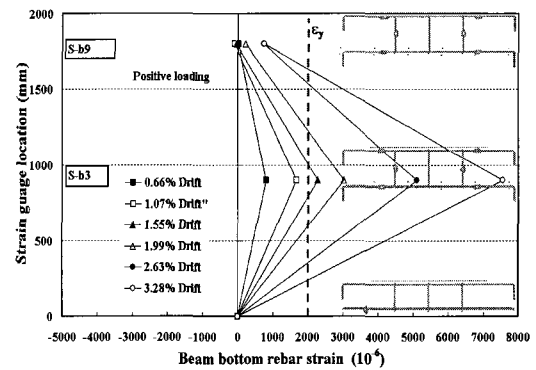
Fig. 10 Strain of longitudinal rebar at W2

Fig. 10에서는 중앙부 벽체(W2)의 수직철근에 설치한 변형률 게이지의 측정값을 부착위치와 가력방향 및 지붕층 부재각에 따라 보여주고 있다. 기초와 접하는 위치에 부착한 Fig. 3의 M1과 M2로 나타낸 스트레인게이지는 세 번째 사이클(부재각 1/150)에서 모두 항복 변형률에 도달 하였으며, 이때 벽체의 하부면을 따라 수평으로 길게 균열이 발생하였다. 벽체의 수직철근은 2층 바닥 슬래브를 중심으로 상부와 하부에 게이지를 설치하였으며, 가력 방향에 따라 상부와 하부에서 교대로 항복하였다. 벽체의 횡구속을 위하여 설치한 띠철근은 지붕층 부재각 2.6% 이상의 횡변위가 작용할 때 항복하였다.

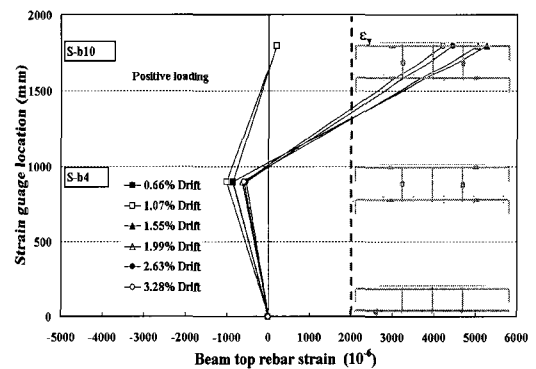
4.5.2 연결 보 철근의 변형률

연결부재의 거동을 분석할 목적으로 2층과 3층에 위치한 연결 보의 상하부 주철근과 스테럽에 변형률 게이지를 설치하였다. 정가력에서 보의 게이지 위치에 따른 철근의 변형률은 Fig. 11과 같다.

2층의 보 상부면에 설치한 게이지는 벽체 수직철근이 항복한 시점인 지붕층 부재각 0.6%에서 항복하였다. 2층 보 철근에 부착한 게이지의 항복은 상부철근의 경우 지붕층 부재각 0.6%, 스테럽은 0.9%, 하부철근은 1.3%에서 각각 항복이 발생하였다.



(a) Strain of bottom longitudinal rebar at beam



(b) Strain of top longitudinal rebar at beam

Fig. 11 Strain of longitudinal rebar at coupling beam

3층의 보 상부철근은 지붕층 부재각 0.6%에서 항복이 일어났으나, 3층의 다른 철근에 부착한 게이지는 지붕층 부재각 3.3%에 이르러 항복하였다. 이때 3층의 보 단부에서는 많은 균열이 발생하였으며, 콘크리트의 부분적 박리가 발생하였다.

5. 비선형해석에 의한 실험결과와 비교

시험체의 비선형해석을 통하여 실험결과와 검증과 해석 모델링 방법을 구축하고자 IDARC 5.0¹⁴⁾을 사용하여 비선형 해석을 수행하였다. 각각의 부재에 사용한 이력변수 및 부재 모델링은 앞서 수행한 연결 부재의 실험결과와 해석 방법에 따라 구축한 방법을 적용하였다.

5.1 재료의 모델링

콘크리트와 철근의 재료특성은 부재의 항복 또는 파괴 상태를 결정하는 중요한 기준이 되며, 부재의 모멘트-곡률 관계를 계산하기 위하여 사용하게 된다. 본 연구에서는 콘크리트와 철근의 재료실험 결과로부터 얻어진 응력과 변형률의 관계를 토대로 IDARC 5.0의 콘크리트 모델 (Kent-Park 모델)과 철근 모델(Tri-linear 모델)을 그대로 사용하였다.

5.2 부재의 모델링

연결 슬래브는 해석값에 의한 모멘트-곡률 곡선과 앞서 실험¹⁵⁾한 연결 슬래브 실험값의 최대 내력 포락선을 비교하여, 항복점, 초기강성 및 항복 후 강성을 산정하였다. 춤-스팬비가 작고, 전단력이 크게 작용하는 연결보는 단면해석으로 구한 항복점 및 강성의 예측이 과대평가할 수 있다. 그 이유는 전단력의 작용에 의한 부재의 균열발생, 반복하중에 의한 부차과과 등을 단면해석에서는 적절하게 반영할 수 없기 때문이다. 따라서 연결보의 모델링에서는 전단변형의 영향을 고려한 휨해석 모델링이 필요한 상황이며, 연결보는 역T형의 부재임을 감안하여 정방향과 부방향에 대하여 각각 단면해석을 수행하여 구한 초기강성과 항복강도를 이전 연구에서 결정한 감소계수를 곱하여 전단의 영향을 고려하였다. 한편 벽체는 휨, 전단 및 축방향 강성을 갖는 수직삼선요소 모델을 사용하여 모델링하였다.

부재의 이력모델은 철근콘크리트 부재에서 발생하는 강성저하, 강도감소, 핀칭현상을 고려하기 위한 것으로서 이전 연구¹⁶⁾에서 각각의 부재 실험결과를 근거로 구축한 해석 모델링의 결과를 사용하였으며, 부재별로 설정한 변수는 Table 1에서 보여주고 있다.

Table 1 Hysteresis parameters for nonlinear analysis

Member	Stiffness		Stiffness degrading	Strength degrading	Pinching	
	Initial	Post-yielding				
Slab	100 % of sectional analysis result		2	0.1	1.0	
Beam	+	60 %	70 %	5	0.3	0.5
	-	50 %	30 %	3	0.2	0.5
Wall	100 %		10	0.1	0.5	

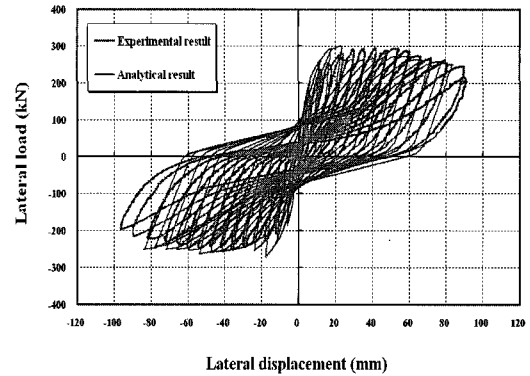


Fig. 12 Comparison of load-displacement curves

Fig. 12에서는 IDARC 5.0을 사용하여 시험체를 벽체와 연결 슬래브 및 연결 보로 구성된 남쪽과 북쪽 면의 평면 골조 시스템을 나란히 구성하여 비선형 해석으로 구한 하중-변위 관계를 실험결과와 비교하여 보여주고 있다. 해석결과는 지붕층 부재각 2.5% (휨변위 67.5mm)의 범위까지는 시험체의 하중-변위 관계와 양호한 대응을 보여주고 있으며, 아파트 건물의 내력벽 구조시스템에 대한 전체적인 거동 특성을 예측하기 위하여 적용가능한 수준이라고 판단된다.

6. 결 론

이 연구에서는 1/3 축소모델 내력벽 구조시스템의 변위 제어에 의한 실험을 통하여 구조물의 파괴 양상, 이력 거동의 특징 및 안전성을 평가하고자 하였으며, 다음과 같은 결론을 얻었다.

- 1) 지붕층 변위각 0.2%에서 최초의 균열이 남쪽 벽체의 개구부 부위에서 발생하였으며, 이후 균열의 발생은 벽체와 슬래브의 접합부 및 벽체와 연결 보의 접합부 주위에서 집중적으로 발생하였다. 양 측면에 있는 벽체 (W6)에서는 휨균열만 발생하였으며, 양 측면 벽체와 직각으로 접합되는 남측 벽체(W3)와 북측 벽체(W4)의 모서리 벽체에서는 전단파괴가 발생하였다.

- 2) 일반적으로 내력벽 구조시스템은 초기 강성 및 항복강도는 매우 크지만, 연성능력이 부족한 것으로 인식되고 있다. 그러나 이 실험결과에 의하면 지붕층 변위각 0.3%에서 항복을 경험한 후 지붕층 부재각 1.3%부터 다소 내력 저하현상을 보여주고 있지만, 지붕층 부재각 2.0%까지는 급격한 강도저하를 보이지 않고 안정된 이력거동을 보여주고 있다.
- 3) 시험체를 남쪽과 북쪽 면의 벽체와 연결 슬래브 및 연결 보로 구성된 2개의 평면골조 시스템을 나란히 구성한 후, IDARC 5.0을 사용하여 비선형해석을 실행하였다. 비선형해석으로 구한 하중-변위 관계는 지붕층 부재각 2.5%의 범위까지는 시험체의 하중-변위 관계와 양호한 대응을 보여주고 있으며, 아파트 건물의 내력벽 구조시스템에 대한 전체적인 거동특성을 예측하기 위하여 적용가능한 수준이라고 판단된다.

감사의 글

이 논문은 DRB동일(주)의 연구비 지원과 현대건설(주) 건축사업본부의 시험체 제작 지원에 의하여 연구되었으며, 이에 감사드립니다.

참고문헌

1. Wallace, J. W. and Moehle, J. P., "The 3 March 1985 Chile Earthquake Structural Requirements for Bearing Wall Buildings," EERC Report No. 89/5, U.C. at Berkeley, USA, 1989.
2. Wood, S. L., Wight, J. K., and Moehle, J. P., "The 1985 Chile Earthquake Observations on Earthquake Resistant Construction in Vina del Mar," SRS No. 532, Univ. of Illinois, Urbana, USA, 1987.
3. Lee, L. H., Chang, K. K., and Chun, Y. S., "Experimental Formulation for the Fundamental Period of RC Buildings with Shear-Wall Dominant Systems," Structural Design of Tall Building, John Wiley & Sons Ltd., Vol.9, 2000, pp.295~307.

4. Oh, Y. H., Han, S. W., and Lee, L. H., "Effect of Boundary Element Details on the Seismic Deformation Capacity of Structural Walls," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, John Wiley and Sons, Vol.31, No.8, 2002, pp.1583~1602.
5. 대한주택공사, "공동주택의 내진성능 향상을 위한 구조계획기법 연구", 대한주택공사 연구보고서, 1987.
6. 대한주택공사, "아파트 건물의 구조형식에 관한 연구 - 초고층 아파트를 중심으로", 대한주택공사 보고서, 1990.
7. 과학기술처, "신주택 기술개발, 초고층 아파트 최적구법 개발(II)", 한국건설기술연구원, 1992.
8. Paulay, T. and Priestley, M. J. N., "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings," John Wiley & Sons Inc., 1992, pp.362~389.
9. Cardenas, A. E., Hanson, J. M., Corley, W. G., and Hognesad, E., "Design Provision for Shear Walls," *American Concrete Institute, Structural Journal*, Vol.2, No.5, 1973, pp.221~230.
10. Corley, W. G., Fiorato, A. E., and Oesterle, R. G., "Structural Walls," Publication SP-72, American Concrete Institute, Detroit, USA, 1981, pp.77~131.
11. Vallenias, J. M. Bertero, V. V., and Popov, E. P., "Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Structural Walls, EERC Report No.79/20, U.C. at Berkeley, USA, 1979.
12. Wight, J. K., Ed., "Earthquake Effects on Reinforced Concrete Structures," Publication SP-84, American Concrete Institute, Detroit, USA, 1985.
13. 한국콘크리트학회, "콘크리트구조설계기준 해설," 한국콘크리트학회, 2000, 413pp.
14. Kunnath, S. K. et. al., "IDARC Version 5.0-A Computer Program for the Inelastic Drainage Analysis of Buildings, User's Manual, SUNY at Buffalo, 1999.
15. 장극관, 천영수, 서대원, "벽식아파트 구조에서 연결부재의 거동분석", 콘크리트학회논문집, 14권, 1호, 2002, pp.83~91.
16. 김기현, 장극관, 서대원, 천영수, "벽식 아파트 구조에서 연결부재의 거동특성을 고려한 정적 및 동적 응답 해석", 한국콘크리트학회 봄학술발표회논문집, 14권, 1호, 2002, pp.437~442.

요 약

이 연구에서는 벽식 구조 아파트 건물을 대상으로 장변 방향 내력벽 시스템의 내진 성능을 평가하기 위하여 1/3 축소모형 시험체를 제작하여 정적반복가력실험을 실시하였으며, 실험결과와 비선형해석결과로부터 내력벽 시스템의 거동 특성과 내진 성능에 대한 평가 결과 및 논의를 다루고 있다. 일반적으로 내력벽구조시스템은 초기강성 및 항복강도는 매우 크지만, 변형능력이 부족한 것으로 인식되고 있지만 실험결과에 의하면 지붕층 부재각 2.0%까지 급격한 강도 저하를 보이지 않고 안정된 이력거동을 보여주고 있다. IDARC 5.0을 사용하여 수행한 비선형해석결과는 시험체의 하중-변위 관계를 양호하게 예측할 수 있는 수준이라고 판단하였다.

핵심용어 : 아파트 건물, 내력벽 시스템, 연결부재, 변형능력, 개구부, 비선형해석