

비보강 시멘트벽돌 건물의 내진성능 실험연구

Experimental Study on Seismic Resistance of A Unreinforced Cement Brick Building

김장훈* 장태희** 김재관*** 이종림****
Kim, Jang Hoon Chang, Tai Hee Kim, Jae Kwan Lee, Jong Rim

ABSTRACT

The behavior of a unreinforced cement brick building structure subjected to earthquake loading was experimentally investigated. For this four full size wall specimens were tested under quasi-static in-plane cyclic loading. Experimental observations indicate that the failure modes of unreinforced masonry walls are principally governed by sliding or/and rocking depending on the aspect ratio and magnitude of axial loading. Also found was the flexure or shear mode resulting from the degraded strength of brick and/or mortar due to the cyclic loading effect.

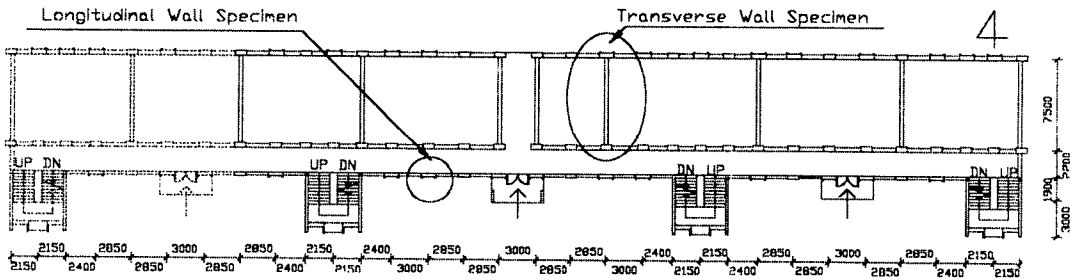
1. 서론

비보강 조적조 벽체와 철근 콘크리트 Slab으로 구성된 건축물은 건설이 용이하면서도 충분한 강성을 갖추고 있기 때문에 우리나라를 비롯하여 세계도처에서 저층 구조물에 많이 사용되어 왔다. 일반적인 통념에 따르면 비보강 조적조 건물의 내진성능은 매우 낮게 평가되고 있는데, 이는 과거 강진지역에서의 경험에 의존하고 있는 바 크다⁽¹⁾⁽²⁾. 아울러 강진지역에 속하면서 전통적으로 조적조 건물이 많은 지역에서는 비보강 조적조 벽체에 대한 현장 실험이나 실험실 실험을 통하여 관찰된 거동이 보고되어 있는데⁽³⁾⁽⁴⁾, 이러한 자료들이 좋은 참고자료는 될 수 있지만 중·약진 지진대에 속하는 우리나라의 비보강 조적조 건물의 지진에 대한 거동 예측에 그대로 적용할 수 있을지는 의문이다. 특히 주재료인 벽돌이나 블록 그리고 Mortar은 철근 콘크리트나 철골과는 달리 지역에 따라 심한 차이를 보이고 있으므로 특정지역에서 사용되는 조적조 건물의 지진에 대한 거동을 다른 지역의 구조물에 직접적으로 적용하는 것은 무리라고 생각된다. 따라서 지진에 대한 사회적 관심이 커지고 있는 이 때에 우리나라에서 많이 사용되고 있는 시멘트 벽돌조 건물

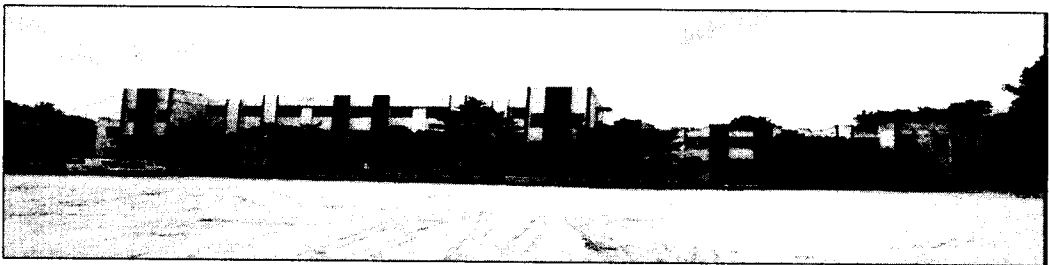
* 아주대학교 건축학과 교수
** 아주대학교 건축학과 석사과정
*** 서울대학교 토목공학과 교수
**** 한전 전력연구원 수석연구원

의 내진 성능을 실험적으로 평가해 보는 것은 가치있는 일이라고 여겨진다.

이를 위하여 1978년도에 지진을 경험한 홍성에 위치한 홍주중학교를 연구대상으로 선정하였다. 홍주중학교는 1970년대 초에 일부 매립지 기반위에 건설된 시멘트 벽돌조 건물로 중앙의 3층부와 양측의 2층부로 구성된 80m X 10m의 일자형 건물이며 평면도 및 전경은 그림 1에 보여진 바와 같다. 지진으로 인한 홍주중학교 피해 상황은 "3층교사 북쪽부는 기초에서 북쪽으로 3cm정도 쏠려서 벽면에 균열발달이 심하였다" 라는 기록⁽⁵⁾으로부터 추측할 수 있었다. 본 연구는 비보강 시멘트 벽돌조 건물의 내진성능 평가와 아울러 홍성 지진 당시의 피해상황을 실험을 통하여 재현하여 봄으로써 홍주중학교 교정에 작용하였던 지반가속도를 추정해내는 것이었으므로 현장답사를 실시하였다. 현장 답사 결과 20여년전의 피해를 찾아낼 수 있는지는 의문이었지만, 학교관계자들의 진술과 공학적 상식에 근거하여 지진에 의한 것으로 여겨지는 전형적인 균열 형상을 찾아낼 수 있었다. 장변방향의 벽체에서는 내벽이나 외벽에서 거의 예외없이 창틀사이 벽체 상부 테두리보 아래측과 창틀 밑면의 높이에서 약간 경사진 횡 균열을 찾아내었다. 단변방향의 벽체에서는 북쪽 외측벽 Flange 부분에 해당하는 벽체 밑면에서 균열을 찾아낼 수 있었다. 현장답사에서 찾아낸 균열 형상 사진과 이를 입면에 그려 넣은 모양은 그림 2에 보여진 바와 같다. 본 논문에서는 실험을 통하여 시멘트 벽돌조 건물의 횡하중에 대한 거동을 규명하여 지진에 대한 거동 예측을 위한 해석모델링의 기반을 제시하고자 한다.

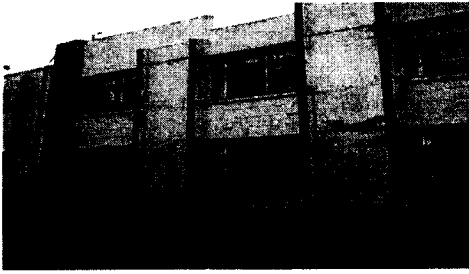


a) 평면도

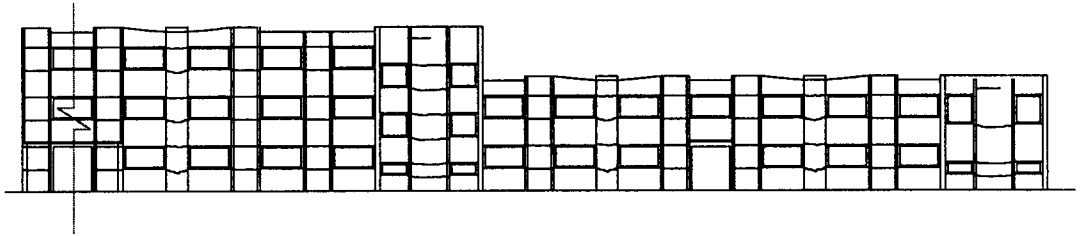


b) 전경사진

그림 1. 홍주중학교 평면도 및 전경



a) 전형적인 균열 형상



b) 건물 외부 균열 상황

그림 2. 전형적인 균열 형상

2. 비보강 조적조 벽체의 파괴 메카니즘

비보강 조적조 벽체의 횡하중에 대한 거동은 보강 조적조나 조적충전골조와는 다르게 된다. 즉 보강 조적조는 보강 철근을 추가하여 Mortar와의 부착력을 이용한 합성구조(Composite Structure)로서 거동하게 된다, 조적 충전골조는 골조가 경계조건을 제공하여 충전된 조적조는 단지 압축장(Compression Field) 및 인장역(Tension Field)에 대하여 저항하며, 조적조의 압축장 저항력은 다시 골조의 강성을 증가시켜서 골조의 횡변위를 줄여줌으로써 전체 구조물의 횡하중에 대한 저항력을 향상시킨다. 비보강 조적조 벽체의 면내 (in-plane) 횡력에 의한 파괴 메카니즘은 그림 3에서 보이듯이 다음의 4가지 또는 이들의 혼합된 형태로 생각할 수 있다; 휨, 전단, 미끄러짐 및 Rocking.

휨과 전단에 의한 파괴는 주로 조적재와 Mortar의 기계적 성질 및 벽체의 형상비(Aspect Ratio)에 의하여 결정되며 균열이 나기까지는 탄성이론에 의하여 해석이 가능하다. 균열이 발생하고 나면 유효단면의 감소 및 재료에 따른 비탄성 비선형 거동이 시작되어 복잡한 해석이론이 필요하게 된다. 그러나 인장응력에 저항할 수 있는 보강재가 없으므로 벽들이나 Mortar의 인장거동과 함께 휨 저항력의 감소 및 소실이 불가피하다. 휨이나 전단 메카니즘에 의한 저항력이 충분할 때에는 조적벽체가 마치 강체(Rigid Body)와 같이 거동하게 되어 미끄러짐(Sliding)이나 Rocking이 일어나게 되며 벽체의 형상비 및 작용하는 수직력에 의하여 영향을 받게된다. 미끄러짐은 면내 횡력에 대하여 Mortar를 사이에 둔 벽들과 벽들, 벽들과 Slab(또는 기초) 사이에서 일어나게 되며 Coulomb Friction Model을 이용하여 해석할 수 있다. 즉

$$V = C + \mu N \quad (1)$$

여기서 V , C , N 은 각각 전단력, 점착력, 및 수직력이며, μ 는 마찰계수이다. C 와 μ 는 조적재 및 Mortar에 따라 다르므로 실험에 의하여 결정되는 값들이다. Rocking은 마찰저항이 충분할 때 나타나는 거동이며 벽체의 강제회전에 따라 수직하중의 중심과 회전중심간의 거리가 변화하게 되고 이에 따라 비선형거동을 하게 된다

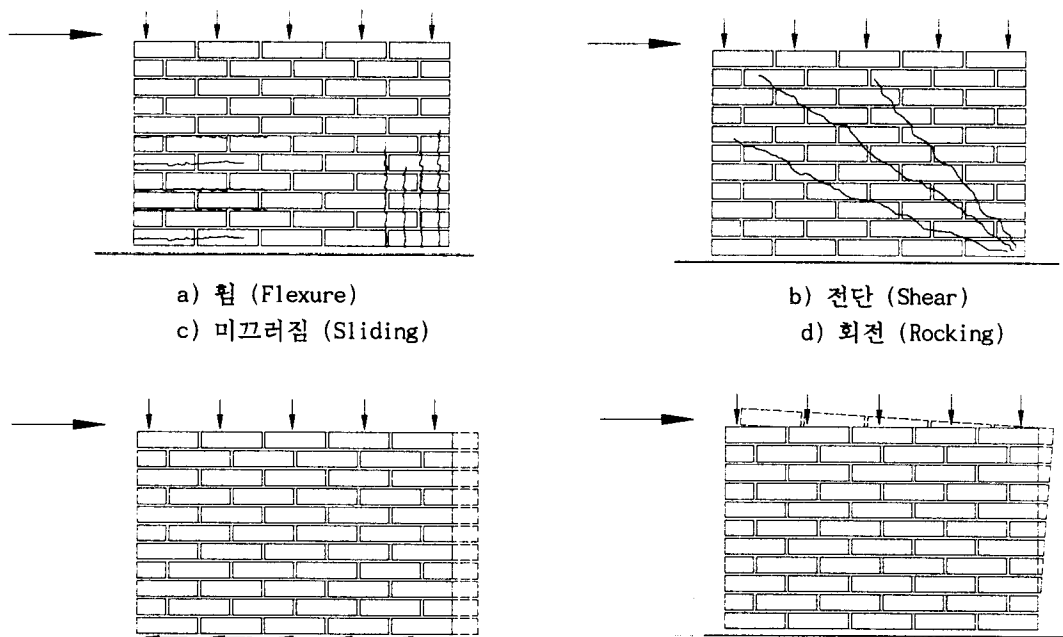


그림 3. 비보강 조적조의 예상되는 파괴형상(Failure Mode)

3. 실험

3.1 시험체 모델의 선정 및 제작

장변방향(Longitudinal Wall) 및 단변방향(Transverse Wall)으로 각각 그림 1과 같이 실험모델을 선정하였으며, 실제건물의 거동 파악을 위하여 1:1 Full Size 모델을 제작하였다. 시험체의 명칭은 양측 장변방향벽체 1층에 해당하는 시험체를 G2A, 중앙부 장변방향벽체 1층에 해당하는 시험체를 G2B, 양측부 단변방향벽체 1층에 해당하는 시험체를 G3A, 중앙부 단변방향벽체 1층에 해당하는 시험체를 G3B로 하였다.

장변 방향벽체 모델은 그림 4(a)에 보여지고 있으며 창문을 사이벽에 해당하는 부분은 길이 1.2m, 높이 2.8m, 두께 2B(400mm)이며, 축벽은 각각 길이 0.9m, 높이 1.5m, 두께 1.5B(300mm)이다. 벽 하부의 양쪽에는 경계조건을 유지하기 위하여 300x200mm 단면에 길이 1.5m의 철근 콘크

리트 기둥을 두었으며 기둥하부는 Pin으로 거동하도록 하였다. 기단부는 실험실바닥(Strong Floor)의 설치구멍(Hole) 간격과 조적벽의 두께를 고려하여 750x400mm의 단면에 길이 4m의 철근 콘크리트 기초로 제작하였으며 실험실바닥과 긴결을 위하여 4개의 $\phi 50$ 원형강관을 삽입하였다. 테두리 보(Tie Beam)는 300x500mm 단면에 길이 3m의 철근 콘크리트조로 제작하였고, 수평하중을 작용시키기 위하여 Shear Key를 500mm 간격으로 설치하였다.

단면 방향벽체 모델은 그림 4(b)에 묘사되어 있으며 I형으로 길이 6m, 높이 2.8m, 두께 1B(200mm)이며, 양쪽날개벽은 창문을 사이에 해당하는 길이 0.9m와 1.2m, 높이 2.8m, 두께 2B(400mm)로 하였다. 철근콘크리트 기단부는 실험실 바닥의 설치구멍 간격과 조적벽의 두께를 고려하여 750x400mm 단면에 길이 7.1m의 I형으로 제작했으며, 실험실 바닥과의 긴결을 위하여 8개의 $\phi 50$ 원형강관을 삽입하였다. 테두리보 역시 200x500mm 단면에 길이 6.5m의 I형으로 제작하고, 횡하중을 전달시키기 위하여 Shear Key를 500mm 간격으로 설치하였다. 시험체 제작에 사용된 벽돌과 100mmX200mm Mortar Cylinder의 압축강도는 각각 4개의 시험체로부터 평균 20.3MPa 및 19.3MPa를 기록하였다.

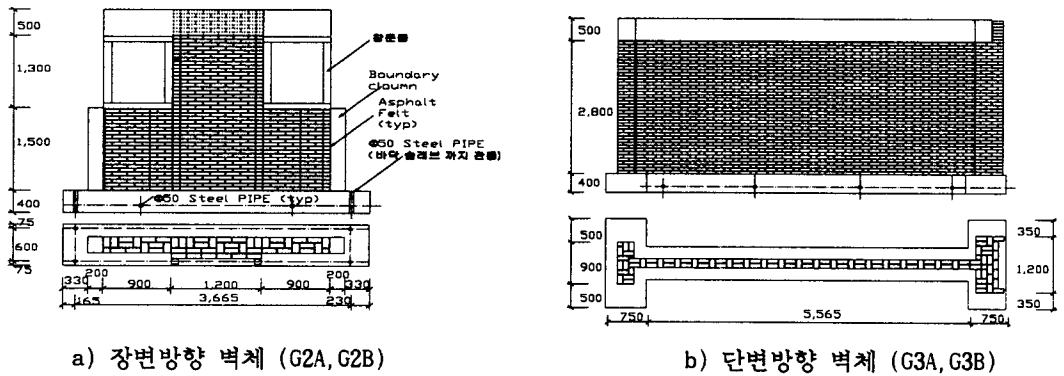


그림 4. 공시체 제작도

3.2 실험 장치

벽체 모델 시험체의 설치는 그림 5에 묘사되어 있다. 시험체를 실험실 바닥에 고정시킨 후 보조 Frame을 설치하고, 횡하중 전달 보(Transfer Girder)와 중력하중 시험체의 면외(out-of-plane)방향으로의 전도를 막아주기 위한 Lateral Brace ALC Roller를 설치하였다. 벽체에 중력하중을 작용시키기 위하여 지렛대 원리를 이용한 Lever Loading Girder를 1: 2.5 비율로 횡하중 전달보 위에 설치하였다. 벽체 상부에 면내 방향으로 어느 정도의 고정효과를 주기 위하여 Transfer Girder 보다 G2A, G2B, G3B는 50mm, G3B는 245mm 높게 630kN Actuator를 각각 1.7°, 6.35° Transfer Girder) 경사지게 설치하였다. 실험으로부터 각부 변위를 측정하기 위하여 20개의 LVDT(Linear Variable Displacement Transformer)를 설치하였으며 Magadac System을 이용하여 1 Hz의 Frequency로 Data를 취득하였다.

시험체의 가력은 G2A, G2B의 경우 창문틀 사이벽 높이 1300mm의 0.125%로부터 시작하여 0.125%의 증분으로 1.25%까지 0.0083Hz의 속도로 2 cycle씩 반복재하를 하였으며, 마찬가지로 G3A, G3B의 경우 시험체 조적벽의 높이 2800mm의 0.125%로부터 시작하여 0.125%의 증분으로 1.5%까지

0.0083Hz의 속도로 2 cycle씩 반복재하를 하였다. 시험체에 Lever Loading Girder에서 제어한 하중 및 조적벽체 상·하단에 작용시킨 하중은 도표 1에 정리되어 있다.

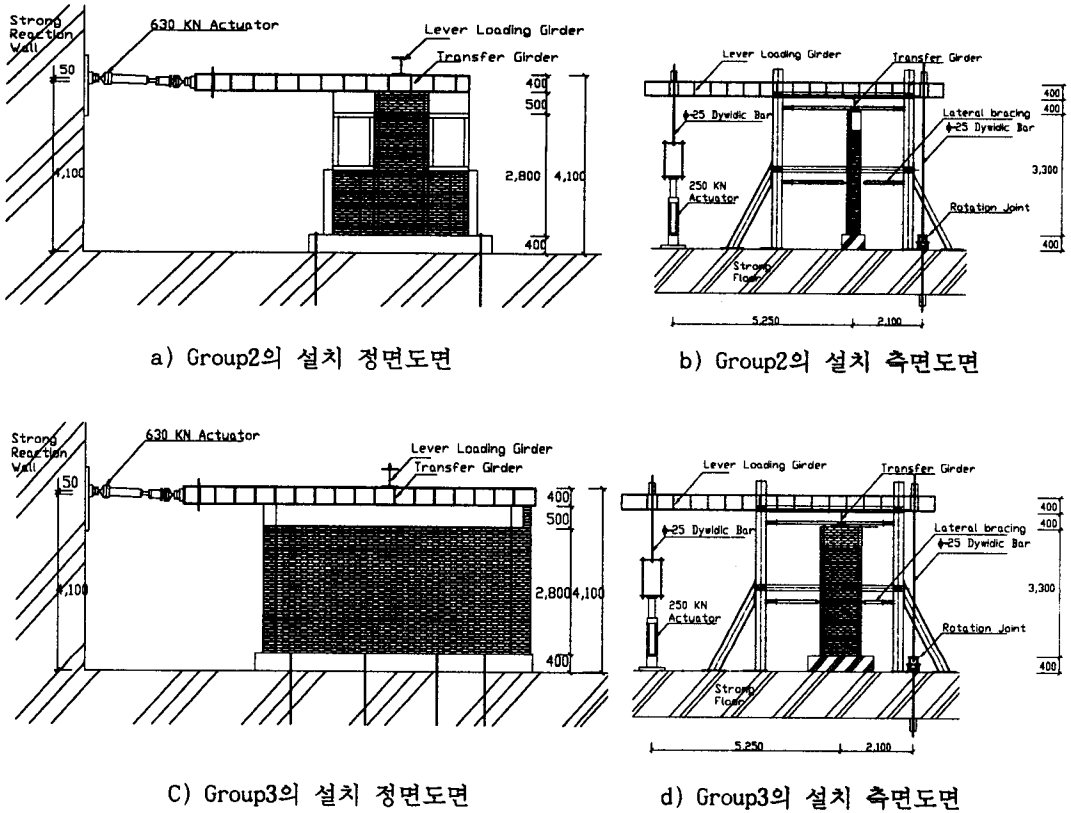


그림 5. Group2, Group3의 설치도면

도표 1. 조적조 벽체에 작용하는 수직하중

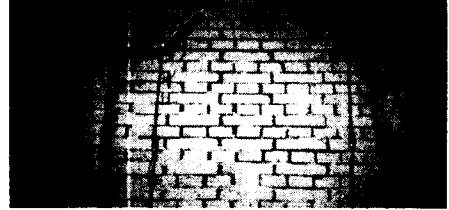
	G2A (kN)	G2B (kN)	G3A (kN)	G3B (kN)
250kN Actuator에 제어시킨 수직하중	8.34	21.79	52.33	107.8
Actuator에 의한 시험체 상부 수직하중	29.20	76.24	183.36	377.40
조적조 벽체 상부 수직 하중	74.28	121.32	244.90	438.94
조적조 벽체 하부 수직 하중	115.44	162.48	347.31	541.35

3.3 실험결과

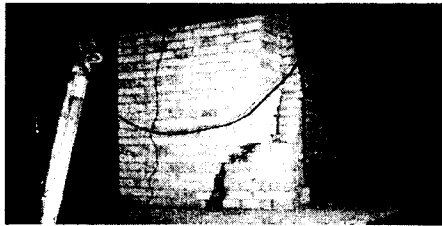
그림 6은 실험 종료시 각 시험체의 반복하중에 의한 파괴형태를 나타내는 사진이다. 현격한 파괴형상을 보이지 않은 것은 비보강 조적조이기 때문에 안정상의 이유로 실험도중에 중단하였기 때문이다.



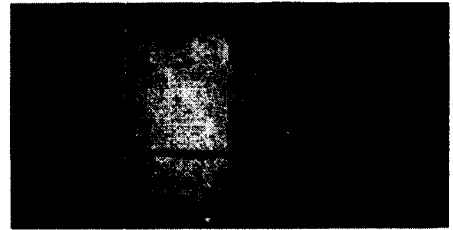
a) G2A



b) G2B



c) G3A



d) G3B

그림 6. 시험체의 파괴 형태

G2A, G2B는 0.375% Drift에서 나무창문을 상부부분과 보의 하단부 사이가 1mm 정도 벌어지기 시작하였으며, 0.5% Drift에서 창문틀사이벽의 벽높이 1500mm 부분에서 수평균열이 시작되었다. 0.75% Drift에서는 제어하는 변위의 증감에 따라 균열의 간극이 1mm 정도까지 넓어졌다. 1.0% Drift부터 창문을 밀면의 높이에서 사이벽 면외로 비틀어지기 시작하였으며 미끄러짐 과 Rocking에 의한 거동을 보였다. 최종 1.25% Drift후에는 테두리 보가 최대 10mm 정도로 비틀려서 이동하여 있었다. 그림 7(a)와 (b)는 각각 G2A 및 G2B의 횡력-변위 곡선을 보여준다. 둘 다 Rocking Mode가 지배적이어서 에너지 소산이 적었는데 G2A가 더욱 심하였다.

G3A는 횡력전달 Actuator 제어의 오류로 인하여 초기의 강성을 잃은 상태에서 실험을 진행하였다. 점착력에 의한 초기강성을 상실한 후 주로 미끄러짐에 의한 마찰저항으로 횡하중에 저항하였으며 횡력-변위 곡선은 그림 7(C)와 같다. 0.75% Drift에서 횡력전달 Actuator방향 날개벽에서 높이 800mm까지 수직균열이 발생하기 시작하였으며, 0.875% Drift에서 횡력전달 Actuator방향 반대 날개벽에서 높이 500mm까지 수직균열이 시작되었다. 제어변위의 증가와 함께 균열이 자라나서 1.5% Drift에서는 벽체로부터 탈락하였다.

G3B는 점착력에 의한 초기강도가 수 cycle의 반복하중을 가하고 나서 G3A와 마찬가지로 마찰력

만으로 저항하게 되는 최종강도 메카니즘을 보였다. 0.5% Drift에서 횡력전달 Actuator방향으로 시험체의 밀면이 6mm 정도 밀렸으며 0.625% Drift에서 횡력전달 Actuator방향 날개벽에서 높이 500mm까지 수직균열이 발생하기 시작하였다. 0.875% Drift에서는 횡력전달 Actuator방향 반대 날개벽에서 높이 600mm까지 수직균열이 시작되었다. 1.0% Drift에서는 횡력전달 Actuator방향 날개 벽의 끝부분(높이 1800mm)으로부터 중앙부분(높이 600mm)에 이르기까지 사인장 균열이 발생하였고 횡력전달 Actuator방향 반대 날개벽에서는 벽 중앙부(높이 600mm)에서부터 날개부분(높이 1200)까지 사인장 균열이 발생하였다. 균열이 계속 증가하여 1.5% Drift에서는 벽체로부터 탈락하였다. 그림 7(d)는 G3B의 횡력-변위 관계를 보여주는데 기초면으로 부터 면외로 비틀어져서 Actuator가 시험체를 당길때에는 시험체가 미끌어지는 것이 LVDT에 감지되었지만 밀때에는 면외로 비틀리면서 미끌어졌기 때문에 면내방향 변위가 감지되지 않았음을 알 수 있다.

G3A, G3B 모두 전형적인 미끌어짐에 의한 파괴모드를 보여주었으며, 이러한 류의 거동은 다른 연구자(Atkinson, et al, 1988)에 의하여 Component Test에서 발견된 것과 유사하였다.

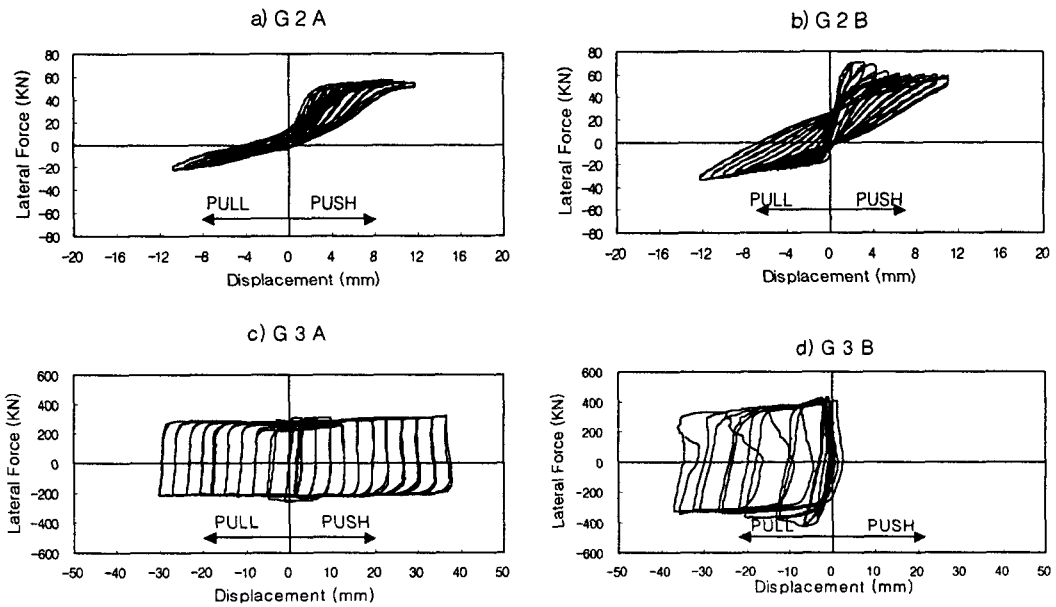


그림 7. 하중 변위 관계 곡선

공시체별 수직응력도 σ , 밀면 전단계수 C_b 및 전단응력도 v 는 아래와 같이 계산되었으며 그 값들은 도표 2에 정리되어 있다.

$$\sigma = \frac{W}{A_w} \tag{2}$$

$$C_b = \frac{V_b}{W} \tag{3}$$

$$v = \frac{V_b}{A_w} \quad (4)$$

여기서 W = 조적벽 밀면에서의 총무게, A_w =조적벽 web의 수평단면적, V_b =최종 횡방향 저항력 (Residual Strength)이다. 계산된 수직응력도와 전단응력도를 공시체별로 하나의 그래프로 그리면 그림 8과 같으며, 이로부터 Coulomb Friction Model의 점착력에 의한 응력도 및 마찰계수를 구할 수 있다. G3A, G3B와 같은 Aspect Ratio 0.47인 비보강 조적벽이 미끄러짐에 의하여 횡력에 저항할 때 수직응력도와 전단응력도의 관계는 그림의 실선으로 나타낼 수 있으며, 이때 점착력에 의한 전단응력도는 0.12MPa 이고 마찰계수는 0.24로 평가된다. G2A, G2B의 경우는 Aspect Ratio 1.08 이며 수직응력도와 전단응력도의 관계를 그림의 점선으로 나타낼 수 있는데 Rocking이 거동을 지배하기 때문에 기울기가 매우 작으며 따라서 마찰계수도 무시할 만 하다.

도표 2. 밀면 전단력 및 밀면 전단 계수

		G2A	G2B	G3A	G3B
W (kN)	Push	119.01	167.50	358.04	558.07
	Pull	111.87	157.46	336.58	524.63
	Average	115.44	162.48	347.31	541.35
A_w (mm ²)		480000	480000	1193000	1193000
σ (MPa)	Push	0.25	0.35	0.30	0.47
	Pull	0.23	0.33	0.28	0.44
	Average	0.24	0.34	0.29	0.45
V_b (kN)	Push	60.37	61.35	294.00	328.90
	Pull	19.01	30.58	219.72	333.95
	Average	39.69	45.96	256.86	331.43
C_b	Push	0.51	0.37	0.82	0.59
	Pull	0.17	0.19	0.65	0.64
	Average	0.34	0.28	0.74	0.61
v (MPa)	Push	0.13	0.13	0.25	0.28
	Pull	0.04	0.06	0.18	0.28
	Average	0.08	0.10	0.22	0.28

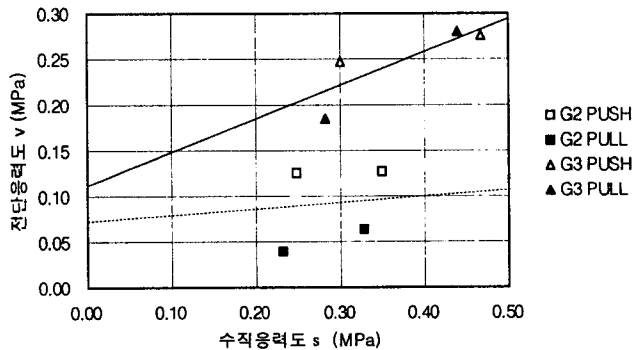


그림 8. 수직응력 σ 전단응력 v 관계 곡선

4. 결론 및 추후연구

본 논문에서는 우리나라에서 저층 건축구조물에 많이 사용되는 비보강 시멘트 벽돌 벽체의 횡하중에 대한 거동을 실험적으로 규명하여 보았다. 실험으로부터 관찰된 바로는 벽체의 형상비 및 작용하는 수직하중의 크기에 따라 미끄러짐 또는 Rocking 또는 이들의 복합적인 거동을 보여 주었다. 또한 미끄러짐 또는 Rocking 거동 중에서도 반복하중효과로 인하여 벽돌이나 Mortar이 약화되어서 횡균열과 전단균열이 발생할 수 있음을 보았다. 그러나 무엇보다도 본 연구에서는 벽체의 면내거동만을 관찰하였기 때문에 실제 구조물에의 적용에 제한이 있음을 인정한다. 비보강 조적조 건물의 전체적인 거동, 즉 3차원적인 거동을 논하려면 벽체의 면외 거동도 아울러 연구할 필요가 있음을 지적한다.

감사의 글

이 연구는 과학기술부의 원자력연구개발 성과이전사업의 일환으로 지원된 연구비에 의해서 서울대학교 지진공학센터(KEERC)와 한국전력연구원(KEPRI)이 공동으로 수행하였다. 저자 일동은 과학기술부의 연구비 지원에 깊이 감사드립니다.

참고자료

1. Mehraïn, M(1993), "Reconnaissance Report on the Iran Earthquake", Nceer Bulletin, Vol.5, No1., National Center for Earthquake Engineering Research.
2. Khater, M(1993), "Reconnaissance Report on the cairo, Egypt Earthquake of October 12,1992", Nceer Bulletin, Vol.7, No1. National Center for Earthquake Engineering Research.
3. Atkinson, R.H., Kingsley,G.R, Saeb,s., Amadei, B. and Sture,s.(1988), "A Laboratory and In Situ Study of The Shear Strength of Masonry Bed Joints", Proceedings of the Eighth International Brick and Block Masonry Conference, Dublin, Republic of Ireland, September 19-21, PP. 261-271.
4. Chiostrini, S., Galano,L. and Vignody, A. (2000), "(On the Determination of Strength of Ancient Masonry Walls Via Experimental Tests", Proceedings of 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand, January 31 -February 4, 2000.
5. 홍성균청, "지진대비 및 사태수습 지침서", 1996.