파이버 및 전단 스프링요소를 이용한 비보강 조적벽체의 비선형 해석모델

홍 정 모¹ · 신 동 현¹ · 김 형 준^{1*}

¹서울시립대학교 건축공학과

Nonlinear Analytical Model of Unreinforced Masonry Wall using Fiber and Shear Spring Elements

Jeong-Mo Hong¹, Dong-Hyeon Shin¹ and Hyung-Joon Kim^{1*}

¹Department of Architectural Engineering, University of Seoul, Seoul, 02504, Korea

Abstract

This study intends to develop an analytical model of unreinforced masonry(URM) walls for the nonlinear static analysis which has been generally used to evaluate the seismic performance of a building employing URM walls as seismic force-resisting members. The developed model consists of fiber elements used to capture the flexural behavior of an URM wall and a shear spring element implemented to predict its shear response. This paper first explains the configuration of the proposed model and describes how to determine the modeling parameters of fiber and shear spring elements based on the stress-strain curves obtained from existing experimental results of masonry prisms. The proposed model is then verified throughout the comparison of its nonlinear static analysis results with the experimental results of URM walls carried out by other researchers. The proposed model well captures the maximum strength, the initial stiffness, and their resulting load - displacement curves of the URM walls with reasonable resolution. Also, it is demonstrated that the analysis model is capable of predicting the failure modes of the URM walls.

Keywords : unreinforced masonry wall, fiber element, shear spring element, nonlinear static analysis

1. 서 론

비보강 조적조 건축물은 재료가 보유하고 있는 다양한 장점으로 인하여 1970년대 이후 저층건물에 널리 사용되고 있는 구조형식이다(Yoon *et al.*, 2002; Kwon *et al.*, 2013). National Disaster Management Institute(2008)의 조사에 의하면 국내 저층 건축물의 약 45% 이상이 횡력에 대한 저항 시스템으로 조적조 구조형식을 사용하고 있지만, 대부분의 조적조 건축물은 1990년대 이전에 건설된 3층 이하로, 내진 설계 또는 적절한 내진성능을 갖추었다고 볼 수 없다. 또한 비보강 조적조 건축물은 콘크리트 벽돌, 모르타르 등과 같은 취성적인 재료들로 구성되어 있고, 시공 시 품질의 변화가 심하여 내진성능평가를 위한 재료적 물성과 비보강 조적조

벽체의 보유내력에 대한 객관적인 평가가 쉽지 않다. 이와 같은 재료적 특성 등과 관련된 어려움으로 인하여 비보강 조적조 건축물의 지진응답 예측에 요구되는 해석모델은 역학이론에 근거하여 수립되기 보다는 실험적 연구결과에 기반하여 수립 되는 것이 일반적이다.

압축력에 대해서는 충분한 강성과 저항력을 보유하고 있지만, 압축강도에 비하여 인장강도가 현저히 작고, 재료의 취성적 거동 특성을 가진 조적조 벽체의 반복하중에 대한 거동을 파악하기 위해서는 구성재료의 구조적 특성을 파악하는 것이 중요하다. Yi 등(2004)과 Kwon 등(2009)에서는 국내 비보강 조적조 건축물에 주로 사용되는 콘크리트 벽돌 및 모르타르에 대한 실험적 평가를 바탕으로 구조적 특성을 연구하였다. Lee(2004)는 재료의 구조 특성을 실험적으로 파악한 후, 비보강 조적벽

* Corresponding author:

Tel: +82-2-6490-2763; E-mail: hyungjoonkim@uos.ac.kr

Received July 25 2018; Revised October 25 2018;

Accepted October 26 2018

©2018 by Computational Structural Engineering Institute of Korea

This is an Open-Access article distributed under the terms of the Creative Commons Attribution Non-Commercial License(<http://creativecommons.org/licenses/by-nc/3.0>) which permits unrestricted non-commercial use, distribution, and reproduction in any medium, provided the original work is properly cited.

체의 파괴모드 및 강도식을 제안하기 위하여 형상비와 개구부의 유무를 변수로 한 조적벽체의 실험을 수행하였다. 조적벽체에 대한 보다 구체적인 해석모델 작성과 관련하여 Kim 등(2011)과 Kwon 등(2013)은 비보강 조적벽체를 양단에 소성거동이 가능한 힌지 모델이 포함된 하나의 선 부재(line element)로 모델링하여 비보강 조적조 건축물의 내진성능평가를 수행하였다. 이런 모델링 방법은 벽체의 반복가력 실험을 통하여 이력특성을 파악하여 이를 소성힌지 모델에 반영할 경우에는 비교적 정확한 응답을 구할 수 있는 반면, 실험이나 각 개별벽체를 대상으로 상세 유한요소해석을 하지 않은 경우에는 조적벽체의 파괴모드와 비선형 이력거동 특성이 구조물의 해석모델에 반영될 수 없다는 단점이 있다. Kim 등(2002)과 Heo 등(2009)은 조적벽체의 재료 비선형성 및 균열효과를 고려할 수 있는 분류 균열(discrete crack)과 분포균열(smeared crack)모델을 활용한 유한요소해석을 수행하여 기존 비보강 조적벽체의 거동을 해석적으로 평가하였다. 조적벽체의 유한요소해석 결과는 선 부재를 이용한 해석모델에 비하여 비교적 신뢰성 높은 비선형 반복응답 거동을 구할 수 있지만 과도한 해석시간이 요구되기 때문에 다양한 형상을 가진 다수의 조적벽체로 구성된 비보강 조적조 건축물의 지진응답을 구하기에는 한계가 존재할 수밖에 없다. 조적벽체의 실험적, 해석적 연구를 바탕으로 Baek 등(2014)은 파괴모드에 따른 이력특성을 반영할 수 있는 비선형 해석모델을 제시하였으나, 조적벽체의 개구부 주변 전단균열 등의 취약부 상세거동을 파악하기에는 어려움이 있다.

본 연구에서는 기존에 제시된 비보강 조적벽체 해석모델의 문제점을 보완함과 동시에 비보강 조적조 건축물의 내진성능평가 시 취약부의 상세거동을 비교적 적절하게 파악할 수 있는 조적벽체의 모델링 기법을 제시하고자 한다. 본 연구를 통하여 제시된 조적벽체의 해석모델은 파이버 요소(fiber element)와 전단스프링 요소(shear spring element)로 구성된다. 기존 실험결과에 근거하여 조적벽체 구성재료의 비선형성을 고려한 응력-변형률 곡선을 정의하고, 이를 파이버 요소와 전단스프링 요소에 적용하는 방법에 대해서 기술한다. 제안된 해석기법의 신뢰성을 검증하기 위하여 하중-변위 관계와 파괴모드, 취약부 거동 등을 기존 조적벽체 실험결과와 비교한다. 이를 통하여 비보강 조적조 건축물의 내진성능평가에 유용하게 활용할 수 있는 조적벽체의 해석기법을 제시하고자 한다.

2. 비보강 조적벽체의 해석모델 제안

2.1 비보강 조적벽체의 파괴모드

비보강 조적벽체의 해석모델은 면내 방향 하중에 대하여 비

Fig. 1 Failure modes of unreinforced masonry walls

보강 조적벽체의 항복 발생 시점의 예측뿐만 아니라 항복 발생에 직접적인 영향을 주는 파괴모드를 예측할 수 있는 기법이 포함되어야 한다. Fig. 1에서 제시하는 바와 같이 비보강 조적벽체의 파괴모드는 휨거동에 의해 유발되는 강체회전 파괴(rocking failure), 단부 압축파괴(toe crushing failure)와 전단거동에 의해 유발되는 가로줄눈 파괴(bed-joint sliding failure), 사인장 파괴(diagonal tension failure)의 4가지 유형으로 구분할 수 있다(FEMA, 1998).

강체회전 파괴는 휨모멘트에 의해 발생하는 강체회전이 벽체의 높이방향 양단부에 줄눈이 파괴되는 것으로 강도의 증가 및 감소현상이 두드러지지 않으나, 회전하는 방향으로 큰 변형을 발생시킨다. 단부 압축파괴는 일반적으로 강체회전이 발생한 이후에 압축력이 작용하는 벽체의 모서리 부분에서 국부적으로 응력이 집중하여 발생하며 이력특성은 강체회전 파괴와 유사하다. 가로줄눈 파괴는 벽체에 작용하는 전단력에 의해 균열이 발생한 줄눈을 따라 미끄러지면서 발생하며 면의 방향으로 탈락이 발생하지 않는 한 비교적 안정적인 이력거동을 보이는 특성이 있다. 사인장 파괴는 일반적으로 모르타르의 압축강도가 벽돌의 압축강도와 비교하여 상대적으로 클 경우에 발생하는 전단파괴로, 벽돌의 쪼개짐을 동반하는 대각방향으로 균열이 발생하고 파괴가 진전되는 양상을 보인다. 제하(unloading) 및 재재하(reloading)시 강도저감, 핀칭(pinching) 등의 강성 저감이 두드러지는 거동특성을 가진다. 앞서 언급한 네 가지 비보강 조적벽체의 파괴모드를 결정하는 주요 요소는 조적개체, 모르타르 등 재료적 특성과 벽체의 구속조건, 형상비, 작용 축하중 및 시공방법 등이다.

FEMA 306(FEMA, 1998)에서는 축응력, 형상비, 재료 물성치를 변수로 하여 조적벽체의 파괴모드 별 강도식을 제시하고 있다. 강체회전 파괴강도, V_r , 단부 압축파괴강도, V_{tc} ,

가로줄눈 파괴강도, V_{bjs} , 사인장 파괴강도, V_{dt} 는 다음과 같이 계산된다.

$$V_r = 0.9\alpha P \left(\frac{L}{h_{eff}} \right) \quad (1)$$

$$V_{tc} = \alpha P \left(\frac{L}{h_{eff}} \right) \left(1 - \frac{f_a}{0.7f'_m} \right) \quad (2)$$

$$V_{bjs} = v_{me} A_n = A_n [0.75(0.75v_{te} + P/A_n)] / 1.5 \quad (3)$$

$$V_{dt} = f'_{dt} A_n \beta \sqrt{1 + \frac{f_a}{f'_{dt}}} \quad (4)$$

여기서, P 는 축하중(N), L 은 벽체길이(mm), h_{eff} 는 벽체 유효 높이(mm), α 는 경계조건(고정단 : 1.0, 자유단 : 0.5), f'_m 는 조적프리즘 압축강도(MPa), f_a 는 축응력(MPa), v_{me} 는 수평 줄눈 미끄러짐 전단강도(MPa), A_n 는 벽체 단면적(mm²), v_{te} 는 모르타르 전단강도(MPa), f'_{dt} 는 조적프리즘의 사인장 전단강도(MPa), β 는 형상비 계수($L/h_{eff} < 0.67$ 일 때 0.67, $0.67 < L/h_{eff} \leq 1.0$ 일 때 L/h_{eff} , $L/h_{eff} > 1.0$ 일 때 1.0)이다. 이 때 조적벽체의 강도는 위에서 제시하고 있는 파괴 모드별 강도 중 최솟값이 된다. 개구부가 있는 경우에는 순벽체 단면이 횡하중에 저항하는 것으로 가정하여 골조효과에 의한 추가적인 강도는 무시한다.

2.2 파이버와 전단스프링 요소를 사용한 거시모델

비보강 조적벽체의 비선형 거동을 해석적으로 예측하기 위한 모델링 방법은 거시적 모델링(macroscopic modeling)과 미시적 모델링(microscopic modeling)로 구분할 수 있다. 대표적인 거시적 모델링 방법은 비선형 축방향 스프링과 회전 스프링을 활용해 전단벽의 전체 거동을 모델링하는 방법인 보-기둥 모델이다. 보-기둥 모델은 하중-변위 관계를 결정하기 위한 모델링 변수를 결정하는 과정이 비교적 간단하다는 장점이 있다. 하지만 중립축의 이동과 강체회전 현상을 표현하는데 한계가 있을 뿐만 아니라 주로 실험결과를 활용하여 하중-변위 관계가 결정되기 때문에 형상비나 축력비 등이 실험과 매우 상이한 조적벽체에 대해서는 해석결과의 신뢰성이 떨어지는 단점이 있다. 반면 미시적 모델링 방법으로 상세 유한요소법은 조적벽체의 전체 거동뿐만 아니라 조적개체 및 모르타르의 응력-변형을 관계, 균열양상 등을 예측할 수 있으나, 높은 정밀도에도 불구하고 많은 수의 조적벽체로 구성되어 있는 조적조 건축물의 지진 응답을 구할 경우, 해석모델을 수립하고 해석을 수행하는데 요구되는 시간이 상당히 길어지는 단점이 있다.

파이버와 전단스프링 요소를 사용한 거시모델은 조적개체의 비선형성을 반영하여 조적벽체의 휨과 전단에 의한 비선형 거동을 추정할 수 있는 거시적 해석모델 중 하나이다. 파이버 요소는 휨 변형에 의하여 발생하는 중립축의 이동과 재료의 비선형 거동을 모사하는데 사용되며, 조적벽체의 전단거동은 별도의 전단스프링 요소로 구현된다. 따라서, 이와 같은 해석 모델은 상세 유한요소해석 기법에 비해 비교적 간단하게 해석 모델을 수립할 수 있고, 해석시간도 단축시킬 수 있다. 이와 같은 장점으로 인하여 파이버와 전단스프링 요소를 사용한 거시 모델은 최근 들어 콘크리트 전단벽식 건축물의 지진응답을 계산 하는데 널리 사용되고 있다.

Fig. 2에서는 파이버와 전단스프링 요소를 사용한 거시모델의 구성을 나타내고 있다. 모델링을 위해서는 조적벽체 단면을 파이버 요소로 분할하며 이때 각 파이버 요소에는 조적개체의 응력-변형을 관계가 부여된다. 이 모델에서 조적벽체는 벽체 면내변형이 발생할 때 휨 변형에 대해 평면유지의 법칙이 적용되며, 이에 따라 각 파이버의 변형률은 중립축에서 떨어진 거리에 선형 비례적으로 증가한다는 원칙에 따라 계산된다. 각 파이버 요소의 변형률로부터 재료의 응력-변형을 관계를 토대로 요소의 응력이 산정되고, 최종적으로 단면의 중심에서 조적 벽체의 휨모멘트와 축력을 계산하게 된다.

Fig. 2 Modeling of an URM wall using fiber and shear spring elements

3. 파이버와 전단스프링 요소를 사용한 거시모델의 비선형 정적 해석결과 분석

3.1 기존 문헌에서 수행된 비보강 조적벽체 실험

파이버와 전단스프링 요소를 사용한 비보강 조적벽체 해석 모델을 검증하기 위해 본 연구에서는 기존에 수행된 비보강 조적벽체의 실험결과와 해석결과를 비교하였다. National Emergency Management Agency(2008)와 Lee 등(2006)에서 수행한 비보강 조적벽체의 실험결과를 비교연구를 위해 사용하였다. 휨 및 전단변형 양상에 주요한 영향을 미치는

것으로 판단되는 형상비(벽체 길이/벽체 높이)를 변수로 총 6개가 본 연구를 위하여 선택되었으며, 선택된 비보강 조적벽체의 단면과 입면의 형상은 Fig. 3과 같다. Table 1에 조적벽체의 크기, 형상비, 실험을 통해 나타난 파괴모드와 재료의 구조적 특성 값을 정리하였다. 표에서 보는 바와 같이 형상비가 작은 조적벽체는 휨 거동이 지배적으로 나타났으며 최종 파괴모드는 강체 회전파괴나 단부 압축파괴로 확인되었다. 반면, 형상비가 큰 조적벽체는 전단 거동이 지배적으로 나타났으며 최종 파괴모드는 가로줄눈 파괴로 확인되었다.

조적벽체를 구성하는 조적개체의 압축강도 및 탄성계수는 현장배합조건을 기준으로 조적프리즘의 1축 압축실험을 통해 평가되었으나, 전단강도 및 전단탄성계수를 평가하기 위한 실험은 수행되지 않았다.

Fig. 3 Dimensions of URM walls selected for this study carried out by other researchers(National Emergency Management Agency, 2008; Lee *et al.*, 2006)

Table 1 Summary of test specimen details obtained from existing literatures

Specimen	Length, mm	Aspect Ratio	Failure mode	f'_m , MPa	E_m , MPa
W1	1,190	0.44	R	6.18	496
W2	1,790	0.67	R, TC		
W3	2,690	1.00	R, TC		
W4	3,590	1.33	R, TC, BJS		
W5	3,990	1.48	R, TC, BJS	8.80	774
W6	5,390	2.00	R, BJS		

* Height : 2,700mm, Axial Stress : 0.25MPa, Thickness : 190mm, R : Rocking failure, TC : Toe crushing failure, BJS : Bed-joint sliding failure, E_m : Elastic modulus of URM prism

3.2 파이버와 전단스프링 요소를 적용한 비보강 조적벽체의 해석모델

본 연구에서는 상용 비선형 해석프로그램인 PERFORM-3D(CSI, 2009)를 사용하여 비보강 조적벽체의 해석모델을 수립하였다. 비보강 조적벽체의 파괴모드가 관찰될 때까지 변위제어방식으로 해석모델의 최상부에 강제변위를 증가시켰다. 강체 회전파괴 및 단부 압축파괴 시 단면의 외측 영역에서 발생하는 인장 및 압축변형률을 정확하게 관찰하기 위해서 벽체 요소의 최소크기를 벽체 길이의 20%보다 작게 고려하였다(Rai *et al.*, 2007). 분할된 요소들 중에서 특정한 요소에 횡변형이 집중되지 않도록 수평방향으로 분할된 레이어나다 횡강성이 충분히 큰 매입보(embedded beam) 요소를 적용하였다. 실험에서는 조적벽체의 면외방향 변형을 제어하기 위해 횡력 가력선 상부에 가이드 롤러를 설치하고, 조적벽체의 상부에 가력프레임을 설치하였다. 이를 고려하기 위하여 본 해석모델에서는 면외방향 자유도를 구속하여 면외방향 변형이 발생하지 않도록 제어하였다.

조적개체의 압축변형 시 응력-변형률 관계는 식 (5)와 같이 Hognestad(1951)가 제시한 포물선 형태의 그래프 개형과 높은 유사성을 나타낸다(Hendry, 2004).

Fig. 4 Compressive stress-strain relation of fiber element

Fig. 5 Tensile stress-strain relation applied to each fiber element

$$f_m = 2f'_m \left(\frac{\epsilon_m}{\epsilon'_m} \right) - f'_m \left(\frac{\epsilon_m}{\epsilon'_m} \right)^2 \quad (5)$$

여기서, f_m 과 ϵ_m 은 각각 조적프리즘의 압축강도(MPa)와 압축 변형률, f'_m 과 ϵ'_m 은 각각 조적프리즘의 최대압축강도 및 이에 대응되는 압축변형률이다. Table 1에 조적개체의 압축강도와 탄성계수로부터 식 (5)를 사용하여 포물선 형태의 압축변형 시 응력-변형률 관계를 작성하고, 수치해석을 간략화하기 위해 Fig. 4의 실선과 같이 삼선형의 곡선으로 이상화하였다. 이때 재료 실험결과인 조적프리즘의 탄성계수, E_m 는 미국시험재료 협회 규격(ASTM, 2017)에 따라 응력-변형률 관계의 0.05 f'_m 과 0.33 f'_m 인 두 점을 연결하는 할선 강성을 사용하였다.

조적개체의 인장강도를 연구한 문헌(Shabdin *et al.*, 2018)에서는 조적프리즘 실험 시 인장강도는 0.1MPa 내외의 강도를 가지는 것으로 나타났다. 이를 고려하여 본 연구에서는 조적프리즘의 인장강도를 Table 1에 정리된 압축강도의 2.5%로 가정하였으며, Belarbi 등(1994)이 제시한 식 (6)과 (7)의 인장강도 모델을 활용하여 응력-변형률 관계를 Fig. 5와 같이 수립하였다.

$$f_t = E_m \epsilon \quad (\epsilon \leq \epsilon_{\sigma}) \quad (6)$$

$$f_t = f_{\sigma} \left[1 - \frac{1}{9\epsilon_{\sigma}} (\epsilon - \epsilon_{\sigma}) \right] \quad (\epsilon > \epsilon_{\sigma}) \quad (7)$$

여기서, f_t 는 조적프리즘의 인장강도, f_{σ} 은 조적프리즘의 균열 강도, ϵ_{σ} 은 조적프리즘의 균열 시 변형률이다.

전단강도 및 전단탄성계수를 결정하기 위하여 조적개체의 전단실험을 수행한 기존문헌의 연구결과를 참고하였다. 국내 비보강 조적벽체는 일반적으로 조적개체가 모르타르와 비교하여 높은 강도를 가지므로 전단변형 시 주요한 파괴는 줄눈에서 발생한다고 볼 수 있다. 조적개체 줄눈에서의 직접 전단파괴를 실험적으로 평가한 Rahman 등(2014)은 Fig. 6에서와 같이 조적개체의 반복가력 실험을 통해 조적개체의 전단변형 시 이력 거동을 연구하였다. 조적개체의 전단변형 시 이력거동은 모르타르 균열로 인한 부착력 저하가 발생한 후 일정한 수준의 전단 강도를 나타내는 안정적인 마찰거동과 유사한 형태를 띄었으며, 공시체에 작용하는 축응력과 모르타르 균열이후 조적개체의 계면에서 발생하는 마찰거동이 지배 메커니즘을 밝혀내었다. 본 연구에서는 Rahman 등(2014)의 실험결과에 근거하여 조적개체의 전단거동을 나타내는 전단스프링 요소의 전단응력(τ)-전단변형도(γ) 관계를 Fig. 7에서와 같이 고려하였다. 여기서, τ_u , γ_y 는 각각 조적개체의 가로줄눈 균열 시 전단강도와 전단 변형률을 나타낸다. 전단강도는 시설안전공단(KISTEC, 2013)

Fig. 6 Cyclic shear test results of mortar prism (Rahman, *et al.*, 2014)

Fig. 7 Shear stress-strain relation of shear spring element

에서 제시된 공칭전단강도의 기본 값을 활용하였다. 재료 상태가 양호한 경우로 판단하여 0.26MPa를 조적개체의 전단강도로 결정하였다. 전단탄성계수, G_m 은 국내 조적벽체를 대상으로 한 실험을 한 Lee(2004)의 연구결과에 따라 조적프리즘 탄성 계수, E_m 의 20%로 설정하였다. 가로줄눈 파괴 후 상부 조적 벽체가 하부 조적벽체와 접하는 면이 벽체 면적의 50% 이하 이면 불안전성으로 인해 미끄러짐 거동을 하지 못하고 면의 방향으로 넘어질 것을 고려하여 조적벽체의 절반 두께를 미끄러짐의 한계치로 정의하였다. 또한 이를 토대로 최대전단변형률, γ_u 을 결정하였다.

3.3 기존의 조적벽체 실험결과와 비선형 정적 해석결과 비교 분석

본 연구에서 제안한 파이버와 전단스프링 요소를 이용한 거시 모델의 해석결과와 기존 문헌의 조적벽체 실험결과를 Table 2에 정리하였으며, 각각의 하중-변위 곡선은 Fig. 8에 비교하였다. 실험결과로 제시된 하중-변위 곡선은 반복가력 실험결과와 초기 가력방향 이력거동의 포락곡선이다.

해석결과는 기존문헌의 조적벽체 실험결과와 초기강성, K_i 과 최대강도, P_{max} 에서 유사성을 보였다. 형상비가 1.0 이상인 조적벽체의 해석결과는 실험결과에 비하여 초기강성이 다소

Table 2 Comparison between test and analytic results

Specimen	P_{max}		K_i		Failure mode
	Analysis, kN	Analysis /Test	Analysis, kN/mm	Analysis /Test	
W1	28.0	0.802	14.3	0.852	R
W2	62.7	0.906	26.1	0.691	R
W3	132.9	0.995	44.9	0.968	BJS
W4	177.4	0.888	62.4	1.165	BJS
W5	197.1	1.058	100.7	1.126	BJS
W6	266.5	0.977	140.0	0.996	BJS

크게 평가되는 경향을 보인 반면, 형상비가 1.0 이하인 조적벽체의 해석결과는 반대의 경향을 보였지만, 전반적으로 해석모델이 조적벽체의 초기강성을 잘 예측하고 있는 것으로 나타났다. 최대강도에 대해서는 해석결과가 실험결과와 비교하여 평균적으로 10% 정도 낮은 수치를 보였다.

해석결과로 제시된 하중-변위 곡선은 강체회전 파괴모드가 지배적인 조적벽체 W1, W2에 대해서는 실험결과와 그래프 개형이 거의 일치하였으나, 가로줄눈파괴가 파괴모드로 나타나는 조적벽체 W3, W4, W5는 항복 시점에서의 하중-변위 곡선 개형이 기존문헌의 조적벽체 실험결과와 약간의 차이를 보였다. 이러한 차이는 단조가력을 수행한 본 연구의 해석결과와 반복가력 실험결과에 의한 포락곡선을 직접 비교하였기 때문으로 판단된다. 반복가력 상태에서의 조적벽체는 반대방향으로 가력 시 발생한 균열로 인한 재재하시 강성저감 현상을 단조가력을 한 해석모델에서는 반영하지 못했기 때문이다. 현재 건축물의 내진성능평가를 위하여 실무에서 널리 사용되는 PERFORM-3D(CSI, 2009)는 반복가력형태의 하중을 입력하기 쉽지 않

으며, 조적조 건축물의 내진성능평가는 일반적으로 비선형정적해석을 기반으로 한다는 점에 착안하여 본 연구에서는 조적벽체의 단조가력에 의한 구조적 성능을 파악하는데 주력하였다. 가력방식에 의한 거동예측의 오차 발생과 함께, 조적벽체 W6 실험체는 층간변위가 증가함에 따라 최대강도 이후에 면의 방향변형이 증가하여 하중-변위 곡선에서 점진적인 강도저감이 발생한 반면 본 연구의 해석모델에서는 조적벽체의 면의 방향의 변형을 구속하여 해석결과와 실험결과와의 차이가 발생한 것으로 판단된다.

가력 시 상세거동을 파악하기 위해 해석모델에 변형률 게이지 요소(axial strain gauges, shear strain gauge)를 추가하여 조적벽체의 좌·우측 하단부의 축변형률과 하단 중앙부에서의 전단변형률을 조사하였으며, 그 결과를 Fig. 9에 제시하였다. 횡변위가 재하되기 전 시점에서는 조적벽체 하단 좌·우측에서 조적벽체 상부에 가해지는 수직하중에 의한 압축응력 0.25 MPa에 상응하는 압축변형률이 발생하였다. 재하 초기에는 조적벽체의 강체거동으로 인하여 하단 좌측에서는 압축응력의 감소, 하단 우측에서는 압축응력의 증가가 관찰되었다. 조적벽체에 가해진 횡변위가 증가함에 따라 하단 좌측의 압축응력이 인장응력으로 전환되었으며, Fig. 9(a)에서 보는 바와 같이 0.1~0.2%의 층간변위에서 인장 균열이 발생하기 시작하였다. 조적벽체 W1, W2는 인장 균열 발생 후 층간변위가 증가함에 따라 좌측 단부의 인장 변형률이 지속적으로 증가하였으며, 이를 토대로 해당 조적벽체는 강체거동으로 인해 회전 변형만 증가하고 추가하중은 지지하지 못하는 강체회전 파괴가 발생했음을 확인할 수 있다. 이상의 거동은 실험에서도 유사하게 측정되어 해석모델이 조적벽체의 강체회전거동을 잘 묘사하고 있는 것

Fig. 8 Load-displacement relations of URM wall specimens

(a) Tensile strains measured at an axial gauge(AG1) element

(b) Compressive strains measured at an axial gauge(AG2) element

(c) Shear strains measured at a shear gauge(SG) element

- Strain for tensile crack initiation
- △ Strain for elastic limit of compression
- ◇ Strain for bed-joint sliding initiation
- ▲ Strain of W1 at 2.0% story drift
- Strain of W2 at 2.0% story drift

Fig. 9 Strain-drift relations of URM walls

으로 판단된다. Fig. 9(b)에서와 같이 모든 조적벽체는 0.3~0.5%의 층간변위에서 압축측 조적벽체에 초기 탄성범위 이상의 압축 변형률이 발생하는 것으로 나타났다. 조적벽체 W3, W4, W5, W6은 일정한 압축변형률 도달 후, 층간변위가 증가하더라도 압축변형률의 추가 증가는 관찰되지 않았으나 강체회전이 발생하는 조적벽체 W1, W2는 압축변형률이 지속적으로 증가하였다. 강체회전 파괴가 나타나는 조적벽체 W1, W2는 Fig. 9(c)에서와 같이 일정한 전단변형률에 도달하면 층간 변위의

증가에 따라 더 이상의 전단변형률 증가는 나타나지 않았다. 반면 조적벽체 W3, W4, W5, W6에 대해서는 0.2~0.3%의 층간변위에서 가로줄눈 균열 시의 변형률, γ_y 에 도달한 이후에 최대 2.0%의 층간변위까지 지속적으로 전단변형률이 증가하였으나 최대전단변형률, γ_u 에는 도달하지 않았다. 이를 토대로 해당 조적벽체들이 전단지배적인 거동을 나타냈음을 확인할 수 있다.

4. 결 론

본 연구에서는 파이버 요소와 전단 스프링으로 구성된 비보강 조적벽체의 모델링 기법을 제시하였으며, 하중-변위 관계, 취약부 거동, 파괴모드를 기존 조적벽체 실험결과와 비교하여 제시된 모델링 기법을 검증하였다. 이에 따른 결론을 정리하면 다음과 같다.

- (1) 조적벽체의 휨거동을 예측하기 위한 파이버 요소와 전단거동을 예측하기 위한 전단 스프링을 병렬 모델링한 해석모델을 구축하였으며, 파이버 요소와 전단스프링 요소의 응력-변형도 관계를 기존 연구결과를 토대로 결정하였다.
- (2) 엔지니어 판단에 따른 허용오차범위 내에서, 본 연구를 통하여 제시한 해석모델은 실험체의 초기강성과 최대강도를 비교적 잘 예측하는 것으로 나타났다.
- (3) 해석모델은 조적벽체의 취약부인 양단부 파이버 요소의 인장 및 압축변형률 변화와 조적벽체 중앙부의 전단변형률 변화를 토대로 형상비가 1.0이하인 조적벽체의 강체회전 파괴와 형상비가 1.0이상인 조적벽체의 가로줄눈 파괴와 같은 휨 및 전단지배형 파괴모드를 비교적 정확하게 예측하였다.
- (4) 본 연구에서 제안된 해석모델은 조적벽체의 휨거동과 전단거동의 상호작용으로 인한 조적벽체의 응력-변형도 관계의 변화를 고려하지 못하는 단점이 있으므로 이에 대한 추가 연구가 필요할 것으로 보인다.

감사의 글

본 연구는 국토교통부 도시건축연구개발사업의 연구비지원(과제번호 18AUDP-C146352-01)에 의해 수행되었습니다.

References

ASTM E 447-97 (2017) Test Methods for Compressive

- Strength of Laboratory Constructed Masonry Prisms, American Society for Testing and Materials Pennsylvania, USA.
- Baek, E.L., Kim, J.H., Lee, S.H., Oh, S.H.** (2014) Nonlinear Analysis Model Considering Failure Mode of Unreinforced Masonry Wall, *J. Korea Inst. Struct. Maint. & Insp.*, 18(4), pp.33~40.
- Belarbi, A., Thomas, T.C.** (1994) Constitutive Laws of Concrete in Tension and Reinforcing Bars Stiffened by Concrete, *ACI Struct. J.*, 91(4), pp.465~474.
- Computers and Structures Inc. (CSI)** (2006) *PERFORM-3D Nonlinear Analysis and Performance Assessment for 3D Structures Users Guide*, CSI, Berkeley, CA, p.338.
- FEMA 306** (1998) *Evaluation of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings*, ASCE, Washington, D.C. p.270.
- Hendry, A.W., SINHA, B.P., DAVIES, S.R.** (2004) *Design of Masonry Structures*, E&FN SPON, Department of Civil Engineering University of Edingburgh, UK. p.279.
- Heo, J.S., Lee, S.H.** (2009) Analytical Study on the Seismic Capacity for Existing Masonry Building in Korea, *J. Korea Inst. Struct. Maint. & Insp.*, 13(6), pp.75~87.
- Hognestad, E.** (1951) *A Study on Combined Bending And Axial Load in Reinforced Concrete Members*, Bulletin Series No.399, University of Illinois, IL. p.134.
- Kim, J.H., Kwon, K.H.** (2002) Analysis on In-Plane Behavior of Unreinforced Masonry Walls, *J. Earthq. Eng. Soc. Korea*, 6(3), pp.1~10.
- Kim, T.W., Min, C.G., Lee, H.M.** (2011) Seismic Performance Evaluation of Unreinforced Masonry Buildings by Using a Three-Step Procedure, *J. Earthq. Eng. Soc. Korea*, 15(3), pp.55~64.
- Korea Infrastructure Safety & Technology Corporation** (2013) *Evaluation Method of Seismic Performance on Existing Facilities(Buildings)*, RD-13-R3-058, Korea Infrastructure Safety & Technology Corporation, Jinju, p.365.
- Kwon, K.H., Kim, M.H., Kim, H.J.** (2013) Seismic Performance Assessment of Unreinforced Masonry Wall Buildings Using Incremental Dynamic Analysis, *J. Korea Inst. Struct. Maint. & Insp.*, 17(3), pp.28~39.
- Kwon, K.H., Yu, H.R.** (2009) An Experimental Study on the Physical Property of Lime Mortar in the Building' Masonry, *J. Korea Inst. Struct. Maint. & Insp.*, 13(5), pp.133~141.
- Lee, J.H.** (2004) Seismic Capacity and Seismic Retrofitting of low Rise Buildings, Doctoral Thesis, Kwangwoon University, p.339.
- Lee, J.H., Kang, D.E., Yang, W.J., Woo, H.S., Kwan, K.H., Yi, W.H.** (2006) Shear Behavior of Unreinforced Masonry Wall with Different Aspect Ratio, *Int. J. Concr. Struct. & Mater.*, 18(1), pp.46~49.
- National Emergency Management Agency** (2008) Development of the Seismic Fragility Function for Unreinforced Masonry Buildings, 11-1660000-000199-14, National Emergency Management Agency, Seoul, p.181.
- Oh, S.H., Shin, S.H.** (2016) Correlation Analysis of Gyeongju Earthquake Waveform and Structural Damage Scale, *J. Archit. Inst. Korea Struct. & Constr.*, 32(12), pp.33~44.
- Rahman, A., ASCE, S.M., Ueda, T.** (2014) Experimental Investigation and Numerical Modeling of Peak Shear Stress of Brick Masonry Mortar Joint under Compression, *Am. Soc. of Civil Eng.*, 26(9), pp.1~13.
- Rai, C.D., Goel, S.C.** (2007) Seismic Strengthening of Rocking-Critical Masonry Piers, *J. Struct. Eng., ASCE*, 133(10), pp.1445~1452.
- Shabdin, M., Zargaran, M., Nader, K.A.A.** (2018) Experimental Diagonal Tension (shear) Test of Unreinforced Masonry(URM) Walls Strengthened with Textile Reinforced Mortar(TRM), *Constr. & Build. Mater.*, 164, pp.704~715.
- Yi, W.H., Lee, J.H., Kim, D.E., Yi, W.J.** (2004) An Experimental Study of Material Characteristics of Brick Masonry, *J. Archi. Inst. Korea Struct. & Constr.*, 20(12), pp.45~52.
- Yoon, M.H., Cho, B.H.** (2002) A Simple Design Method of Un-reinforced Masonry Wall, *J. Korean Archi.-Inter. Digit. Des. Assoc.*, 2(1), pp.45~51.

요 지

본 연구는 지진에 저항하는 부재인 비보강 조적벽체로 구성된 건물의 내진성능평가에 활용되는 비선형 정적해석을 위한 비보강 조적벽체의 해석모델을 수립하고자 하였다. 본 연구의 해석모델은 비보강 조적벽체의 휨거동을 모사하기 위한 파이버 요소와 비보강 조적벽체의 전단에 대한 응답을 예측하기 위한 전단스프링 요소로 구성된다. 본 논문은 먼저 제안하고 있는 모델의 형상에 대해서 설명하고, 기존에 행해진 조적조 프리즘의 실험결과로부터 얻은 응력-변형률 곡선을 근거로 파이버와 전단스프링 요소의 물성치에 대한 결정 방법을 설명한다. 제시하고 있는 모델은 비선형 정적 해석결과와 다른 연구자들에 의해 수행된 실험결과를 비교하여 타당성을 검증한다. 해당 모델은 최대강도, 초기강성, 그리고 이들로부터 얻어지는 비보강 조적벽체의 하중-변위 곡선을 적절하게 모사하고 있다. 또한, 해석모델이 비보강 조적벽체의 파괴모드를 예측할 수 있는 것으로 나타난다.

핵심용어 : 비보강 조적조, 파이버 요소, 전단스프링 요소, 비선형 정적해석