

## 강봉 및 유리섬유로 비부착 보강된 조적벽체의 내진 저항성 평가

백지성<sup>1</sup>, 양근혁<sup>2\*</sup>, 황승현<sup>3</sup>, 최용수<sup>4</sup>

## Seismic Resistance of Masonry Walls Strengthened with Unbonded Prestressed Steel Bars and Glass Fiber Grids

Ji-Sung Baik<sup>1</sup>, Keun-Hyeok Yang<sup>2\*</sup>, Seung-Hyeon Hwang<sup>3</sup>, Yong-Soo Choi<sup>4</sup>

**Abstract:** This study examined the structural effectiveness of the unbonded technique originally developed for seismic strengthening of unreinforced masonry walls on the basis of the prestressed steel bars and glass fiber (GF) grids. The masonry walls were strengthened by using individual steel bars or GF grids and their combination. Test results showed that the proposed technique was favorable in enhancing the strength, stiffness, and ductility of the masonry walls. When compared with the lateral load capacity, stiffness at the ascending branch of the lateral load-displacement curve, and energy dissipation capacity of the unstrengthened control wall, the increasing ratios were 110%, 120%, and 360%, respectively, for the walls strengthened with the individual GF grids, 140%, 130%, and 510%, respectively, for the walls strengthened with the individual steel bars, and 160%, 130%, and 840%, respectively, for the walls strengthened with the combination of steel bars and GF grids. The measured lateral load capacities of masonry walls strengthened with the developed technique were in relatively good agreement with the predictions by the equations proposed by Yang et al. Overall, the developed technique is quite promising in enhancing the seismic performance of unreinforced masonry walls.

**Keywords:** masonry walls, un-bonded strengthening, prestress steel bars, glass fiber grids

### 1. 서 론

조적 구조물은 벽돌과 줄눈 모르타르의 상호 계면에서의 낮은 부착력으로 인해 지진과 같은 횡력에 매우 취약하며 취성 파괴 모드를 보인다(Park, 2009). 조적 구조물의 파괴모드는 강체회전, 단부 압괴, 미끄러짐 및 사인장 파괴로 구분된다(FEMA 306, 1999). 이들 파괴모드 중 사인장 파괴는 에너지 소산측면에서 강체회전, 단부 압괴 및 미끄러짐 파괴에 비해 다소 유리하다. 이에 따라 조적 구조물의 보강은 가능하면 보강재의 항복 후 조적벽의 사인장 파괴를 유도하는 것이 바람직하다(Churilov and Dumova, 2013).

일반적으로 조적벽체의 내진보강은 보강재인 FRP 또는 강판 등의 접착제를 이용하여 벽체에 부착하는 방법과 와이어로프 또는 강봉을 이용하여 상·하부 보 또는 슬래브에 정착시

키는 비부착 방법으로 나뉜다. 부착 보강 공법은 시공이 단순하고 초기 보강 효과가 우수하다. 하지만 부착 보강 공법은 접착제의 열화에 의해 보강재가 탈락되기 쉬우며 보강재를 기초 또는 보에 정착시키는 것이 비 현실적이다. 이에 따라 부착 보강은 구조물의 연성 향상에는 유리할 수 있지만 구조물의 전체 강성 또는 내력 향상에는 한계가 있다(Hernan and Pablo, 2011). 비부착 보강은 보강재를 조적벽체의 상·하부 보 또는 기초 슬래브에 정착시키므로 횡하중을 기초로 직접 전달하는데 유리하다(Taghdi et al., 2000). 이에 따라 와이어로프 또는 강봉을 이용한 비부착 보강은 조적벽의 강성, 내력 및 연성을 향상시키는데 효과적이다(Yang et al., 2012).

비부착 공법 중의 하나인 H-형강을 이용한 골조 보강법(Lee et al., 2014)은 조적 구조물의 낮은 강성에 비해 과다 보강을 하게 되므로 구조물 전체의 취성 파괴로 이어질 수 있다. 즉, 주로 1~2층 구조로 형성되는 조적구조물의 내진 보강 시 가능하면 보강량을 과다하지 않게 설계하는 것이 구조적 측면에서 합리적이다. 더불어 조적구조물의 과도한 균열 및 횡변위 상태에서 조적조의 탈락방지도 내진피해 저감 측면에서 고려할 필요가 있다. 이를 고려하여 이 연구에서는 프리스트레스 강봉 및 유리섬유 망을 이용한 비부착 보강공법을 개발하였다. 이 연구의 목적은 조적벽체의 내진보강을 위해 개발된 비부착 보강공법

<sup>1</sup>정회원, 경기대학교 일반대학원 건축공학과 석사과정

<sup>2</sup>정회원, 경기대학교 건축공학과 정교수

<sup>3</sup>정회원, 경기대학교 일반대학원 건축공학과 박사과정

<sup>4</sup>정회원, 포엠 주식회사 연구소장

\*Corresponding author: yangkh@kgu.ac.kr

Department of Architectural Engineering, Kyonggi University, Kyonggi, 16227, Korea.

• 본 논문에 대한 토의를 2020년 11월 30일까지 학회로 보내주시면 2020년 12월호에 토론결과를 게재하겠습니다.

의 효율성을 확인하는 것이다. 비부착 보강 조적벽체의 횡하중 저항성은 균열진전 및 파괴모드, 횡하중-횡변위 관계, 최대내력, 강성 감소 및 에너지소산능력을 통해 평가하였다. 보강된 조적벽체의 최대내력은 FEMA 306(1999) 기준 및 Yang et al.(2012) 모델에 의해 산정된 공칭내력과 비교하였다.

## 2. 비부착 보강 공법개요

조적벽체의 비부착 보강장치는 강봉(Steel bar) 또는 유리 섬유(Glass fiber, 이하 GF) 망의 보강재, 보강 프레임 및 보강재와 프레임 결합을 위한 철물로 구성된다(Fig. 1). 보강재는 강봉과 GF 망을 활용하였다. 보강재로서 강봉은 조적벽체의 강성 향상을, GF 망은 시공성과 우수한 인장력을 통한 횡하중 저항력 향상을 위해 적용하였다. 그리고 보강재에는 토크 제어법에 의한 프리스트레스를 도입하여 조적벽체의 횡하중 저항성을 추가적으로 향상시켰다. 비부착 보강 유닛의 구성재는 공장에서 제작되며, 현장에서 간단하게 시공이 가능하다. 강봉은 양단에 나사산을 가공한 상태로 제작된다. 강봉의 연결철물은 강봉의 보강 각도를 고려하여 고정시킬 수 있게 제작된다. GF 망은 양 끝을 강재로 압착시켜 고정된 상태로 제작된다. GF 망의 연결철물은 L 90×90×10의 강재에 압착된 판을 끼우기 위한 홈이 있는 상태로 제작된다. 보강재인 강봉과 GF 망의 비부착 보강 순서는 다음과 같다; 1) 조적벽체의 상하부 보 또는 슬래브에는 케미컬 앵커를 사용하여 보강 프레임 설치한다; 2) 보강 프레임에는 보강재와 프레임의 연결을 위한 철물을 설치한다; 3) 공장에서 제작된 보강재는 연결철물과 결합 후 볼트에 토크를 도입하여 프리스트레스를 부여한다. 비부착 보강에서 강봉-볼트 결합은 평와셔와 단일 너트결합으로 이루어진다. 강봉에 부여할 프리스트레스의 양은 강봉-볼트 결합의 토크-인장력 관계를 통해 도입가능하다. 강

봉-볼트 결합의 토크-인장력 관계는 식 (1)과 같이 나타낼 수 있다. 이 때 토크계수는 토크-인장력 실험으로부터 약 0.3 수준으로 평가되었다(Fig. 2).

$$T/D_b = 0.3N \quad (1)$$

여기서,  $T$ 는 토크값을,  $D_b$ 는 너트의 직경을,  $N$ 은 강봉에 도입된 인장력을 의미한다. GF 망은 프리스트레스 도입 및 GF 1본의 변형량 측정이 어렵기 때문에 토크-인장력 관계를 나타내지 못하였다. 따라서 비부착 보강에서 GF 망은 프리스트레스의 도입 없이 GF 망과 보강철물을 볼트로 결합하여 고정시켰다.

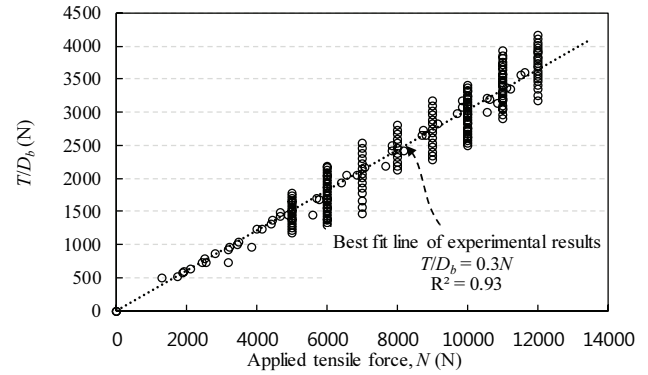


Fig. 2 Torque-tensile force relationship of steel bars

## 3. 실험의 개요

### 3.1 실험체 상세

조적벽 실험체에서 주요 변수는 보강재의 종류로 강봉 및 GF 망의 개별 보강과 강봉과 GF 망의 복합 보강으로 구분하였다(Fig. 3). 무보강 조적벽 실험체(C 실험체; Fig. 3 (a))의 높

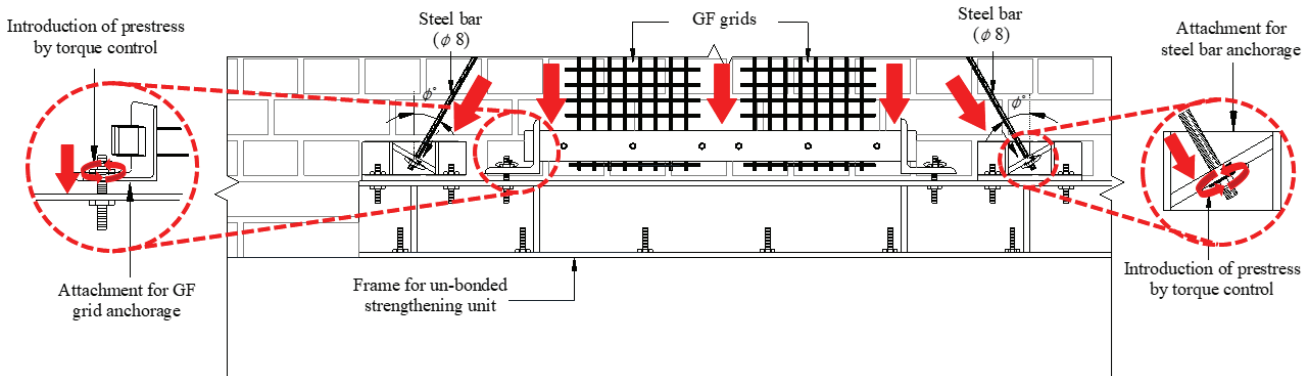


Fig. 1 Detail of un-bonded strengthening technique for masonry walls by using prestressed steel bars and GF grids

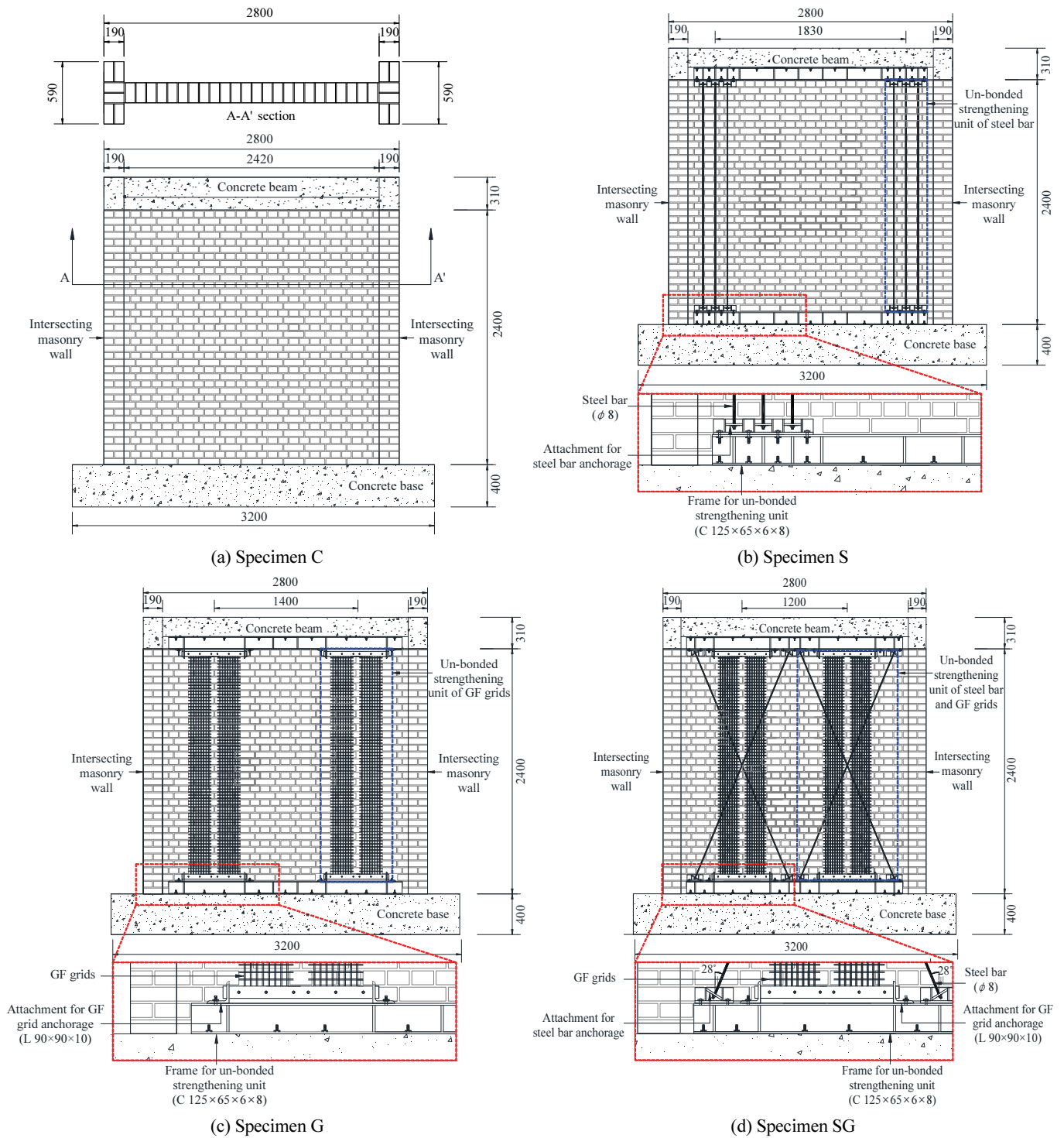


Fig. 3 Details and dimensions of masonry wall specimens

이 및 길이는 각각 2,400 mm 및 2,800 mm로, 형상비(H/L)는 0.86이다(Table 1). C 실험체는 3,200 mm × 600 mm × 400 mm 크기의 콘크리트 기초 위에 2종 기본형 시멘트 벽돌을 쌓아 조적벽체를 제작하였다(KS F 4004, 2013). 조적벽체는 1.0B 쌓기로 제작하였으며, 제작된 조적벽체의 두께는 190 mm 이

었다. 실험체의 양쪽 단부에는 벽체 길이의 직각방향으로 590 mm 길이의 대린벽을 설치하였다. 줄눈 모르타르는 시멘트 : 모래의 비율이 1 : 3인 레미탈을 사용하였다. 줄눈 모르타르의 배합은 한포(40kg) 기준으로 물 6L로 배합하였으며, 이때의 W/C는 60%이었다. 줄눈 모르타르는 두께 10 mm로 시멘트

벽돌 사이에 충분히 충전시켰다. 모든 실험체에는 모르타르 마감층을 시공하지 않았다. 강봉으로 개별 보강된 조적벽 실험체(S 실험체)의 보강유닛은 강봉 3개를 1세트로 구성하였으며, 수직으로 보강하였다(Fig. 3 (b)). S 실험체에 사용된 강봉의 직경은 8 mm이었으며, 강봉의 양끝은 나사산 가공하였다. 설치된 강봉 보강유닛의 중심 간격은 1,830 mm이었다. S 실험체의 조적벽체에 대한 강봉의 보강 체적비( $\rho_{vs}$ )는 0.06%이었다. GF 망으로 개별 보강된 조적벽 실험체(G 실험체)의 보강유닛은 GF 망 2개를 1세트로 구성하였으며, 수직으로 보강하였다(Fig. 3 (c)). G 실험체의 보강에 사용된 GF 망은 25 mm(가로) × 25 mm(세로)의 격자 형태이었으며, 너비는 180 mm로 재단하여 사용하였다. 설치된 GF 망 보강유닛의 중심 간격은 1,400 mm이었다. G 실험체의 조적벽체에 대한 GF 망의 보강 체적비( $\rho_{vf}$ )는 0.05%이었다. 강봉 및 유리섬유 망으로 복합 보강된 조적벽 실험체(SG 실험체)의 보강유닛은 강봉과 GF 망 2개를 1세트로 구성하였으며, S 및 G 실험체의 보강과 동일한 보강재를 사용하였다(Fig. 3 (d)). SG 실험체의 보강유닛에서 GF 망 보강 방향은 G 실험체와 동일하게 수직으로 보강하였다. 그러나 강봉은 하중저항의 효율성을 고려하여 수직축을 기준으로 28°경사로 보강하였다. 설치된 강봉 및 GF 망 보강유닛의 중심 간격은 1,200 mm이었다. SG 실험체의  $\rho_{vs}$  및  $\rho_{vf}$ 는 모두 0.05%이었다.

### 3.2 재료특성

조적벽체 제작에 사용된 시멘트 벽돌, 줄눈 모르타르 및 조적 프리즘의 역학적 특성은 Table 2 및 Fig. 4에 나타내었다. 시멘트 벽돌의 압축강도 및 압축탄성계수는 각각 8.23 MPa 및 3,033 MPa이었다. 줄눈 모르타르는 직경 100 mm의 원통형의 공시체를 제작하여 응력-변형률 관계를 작성하였다(KS F 2438, 2017). 줄눈 모르타르의 압축강도 및 압축탄성계수는 각각 19.4 MPa 및 14,562 MPa이었다. 조적 프리즘의 압축강

도 측정을 위한 시편은 시멘트 벽돌을 3단으로 쌓고, 벽돌 사이에는 10 mm의 줄눈 모르타르를 채워 제작하였다(ASTM C 1314, 2007). 조적 프리즘의 압축강도( $f_{pm}$ ) 및 압축탄성계수( $E_{pm}$ )는 각각 5.7 MPa 및 5,120 MPa이었다. KBC(2016)에서는 조적 프리즘의  $E_{pm}$ 을  $750f_{pm}$  수준으로 제시하였다. 이 연구에서 사용된 조적 프리즘의  $E_{pm}$ 은  $900f_{pm}$  수준으로 KBC(2016)에 비해 1.2배 높았다. 조적 프리즘의 사인장 전단강도 측정을 위한 시편은 시멘트 벽돌을 6켜 높이로 0.5B 쌓기로 제작하였다(ASTM E 519, 2003). 조적 프리즘의 사인장 전단강도( $\tau_{pm}$ ) 및 전단탄성계수( $G_{pm}$ )는 각각 0.6 MPa 및 1,184 MPa이었다. KBC(2016)에서는 조적 프리즘의  $G_{pm}$ 은  $300f_{pm}$  수준으로 제시하였다. 이 연구에서 사용된 조적프리즘의 전단탄성계수는  $210f_{pm}$  수준으로 KBC(2016)에 비해 약 0.7배 낮은 수준이었다.

강봉과 GF 망 보강재의 역학적 특성은 Table 3에 나타내었다. 강봉의 항복강도, 인장강도 및 탄성계수는 각각 254 MPa, 452 MPa 및 212,562 MPa이었으며, 연신율은 21%이었다. GF 망의 인장시험은 GF 1본의 양끝을 알루미늄 관으로 압착 후 인장 지그에 고정시켜 측정하였다. GF 망의 인장강도 및 탄성계수는 각각 411 MPa 및 79,862 MPa이었으며, 연신율은 1.7%이었다.

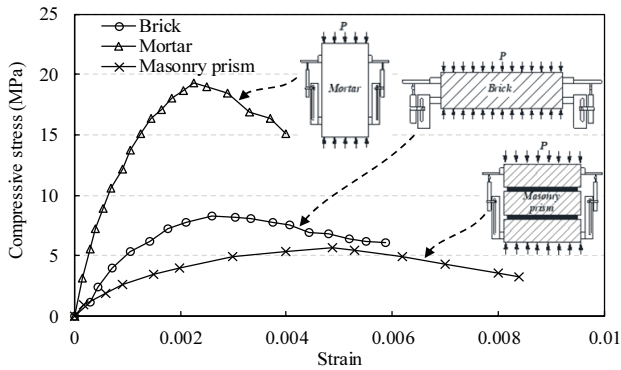
**Table 2** Mechanical properties of masonry elements

Type	Compressive strength (MPa)	Elastic modulus (MPa)	Diagonal tensile strength (MPa)	Shear elastic modulus (MPa)
Brick	8.23	3,033	-	-
Mortar	19.4	14,562	-	-
Masonry prism	5.7	5,120	0.6	1,184

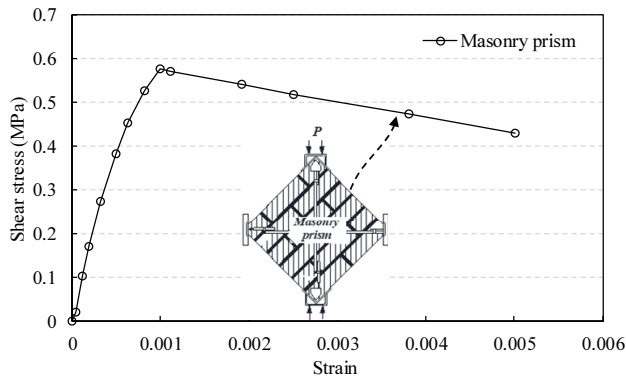
**Table 1** Details of masonry wall specimens

Specimen	L (mm)	H (mm)	H/L	$\sigma_N$ (MPa)	Configuration	$\theta$ (°)	Spacing of reinforcing material (mm)	$\rho_{vs}$ (%)	$\rho_{vf}$ (%)
C					-	-	-	-	-
S					Vertical steel bars	0°	1,830	0.06	-
G	2,800	2,400	0.86	0.25	Vertical GF grids	0°	1,400	-	0.05
SG					Diagonal steel bars and vertical GF grids	Diagonal steel bars: 28° Vertical GF grids: 0°	1,200	0.05	0.05

Note: L and H= length and height of masonry wall specimen, respectively, H/L= aspect ratio of masonry walls,  $\sigma_N$ = axial compressive stress externally applied to masonry walls,  $\theta$ = angle between the vertical axis of masonry wall and steel bars or GF grids,  $\rho_{vs}$  and  $\rho_{vf}$  = strengthening ratio of steel bars and GF grids reinforcement, respectively.



(a) Axial compression



(b) Diagonal tension shear

Fig. 4 Stress-strain curves of masonry elements

Table 3 Mechanical properties of steel bar and GF grid

Type	Yielding strength (MPa)	Tensile strength (MPa)	Elastic modulus (MPa)	Elongation (%)
Steel bar	254	452	212,562	21
GF grid	-	411	79,862	1.7

### 3.3 가력셋팅 및 측정 상세

모든 시험체는 일정한 축하중이 도입된 상태에서 횡하중을 반복 가력하여 실험을 진행했다(Fig. 5). 횡하중은 1,000 kN 용량의 액츄에이터를 조적벽체의 면내방향으로 가력하였다. 조적벽체의 기초는 직경 30 mm의 강제 락 볼트를 이용하여 반력판에 완전히 고정하였다. 축력은 실험체 상부에 놓여있는 반력빔에 연결된 500 kN 용량의 유압재과 터너클 형식의 직경 65 mm의 강봉에 의해 도입하였다. 실험체에 도입된 축응력은 2층 조적조 건축물에서 1층에 작용하는 하중을 환산하여 약 0.25 MPa 만큼 도입하였다(Lee, 2004). 축력 도입을 위한 강봉의 양 끝부분에는 힌지를 설치하여 정·부 방향 가력에 의한 편심을 최소화하였다.

실험체의 가력이력은 Fig. 6과 같이 횡변위비(Drift ratio)를 0.125%씩 증분하여 가력하였으며, 정·부 방향으로 2 사이클씩 반복하였다(Lee, 2004). 횡 변위는 액츄에이터의 중심선과 동일한 선상에 설치된 300 mm 용량의 LVDT를 이용하여 측정하였다. 실험체의 강제회전과 미끄러짐은 50 mm 용량의 LVDT를 각각 수직 및 수평으로 기초에 고정시켜 측정하였다. 보강재의 프리스트레스는 보강 프레임과 강봉 보강 유닛에 연결되는 볼트에 토크제어법으로 인장력을 도입하였다. 강봉은 토크-인장력 관계를 이용하여 항복강도의 10% 만큼 프리스트레스를 도입하였다. GF 망은 프리스트레스의 도입 없이 볼트 결합을 통해 움직임이 없도록 고정시켰다.

## 4. 결과 및 분석

### 4.1 균열진전 및 파괴모드

실험된 조적벽체의 균열진전 및 파괴모드는 Fig. 7에 나타내었다. 횡변위비 0.125%에서 C 실험체는 대린벽 하부와 기초 사이에서 강제회전이 발생하였다. C 실험체의 강제회전으로 인한 단부에서 벽체의 들림 변위양은 가력이력이 진행됨에 따라 점차 증가하는 경향을 보였다. 횡변위비 0.625%에서 C 실험체는 대린벽에서 수직균열 및 단부 압괴가 발생하였다. 가력이 진전되면서 수직균열은 벽체 상부로 진전되었으며, 단부 압괴의 범위는 크게 증가하였다. 이후 횡변위비 0.75%에서 C 실험체는 수직균열 및 단부 압괴로 인해 최종 파괴되었다. S 실험체는 횡변위비 0.25%에서 대린벽 상·하부에서 강제회전이 발생하였다. 강제회전 이후 S 실험체는 C 실험체와 동일하게 횡변위비 0.625%에서 대린벽과 기초사이에서 수직균열 및 단부 압괴가 발생하였다. 횡변위비 0.75%에서 S 실험체는 C 실험체와 동일하게 수직균열 및 단부 압괴의 진전으로 최종 파괴되었다. G 실험체의 강제회전은 S 실험체와 동일하게 횡변위비 0.25%에서 발생하였으며, 수직균열 및 단부 압괴 발생 시점도 S 실험체와 유사하였다. 이후 횡변위비 0.75%에서 G 실험체는 대린벽과 기초사이에서 수직균열이 크게 진전되었으며, GF 망의 파단으로 최종 파괴되었다. SG 실험체는 S 및 G 실험체와 동일하게 횡변위비 0.25%에서 강제회전이 발생하였다. SG 실험체는 횡변위비 0.75%에서 벽체 단부에서 단부 압괴 및 사인장 균열이 발생하였다. 이후 SG 실험체는 사인장 균열이 벽체의 중앙부 상단으로 진전되었으며, 횡변위비 1.0%에서 최종 파괴되었다.

FEMA 306(1999)에 의해 예측된 조적벽체의 파괴모드는 모두 강제회전, 단부 압괴에 의해 지배되는 것으로 평가되었다. C, S 및 G 실험체의 파괴모드는 강제회전 및 단부 압괴로

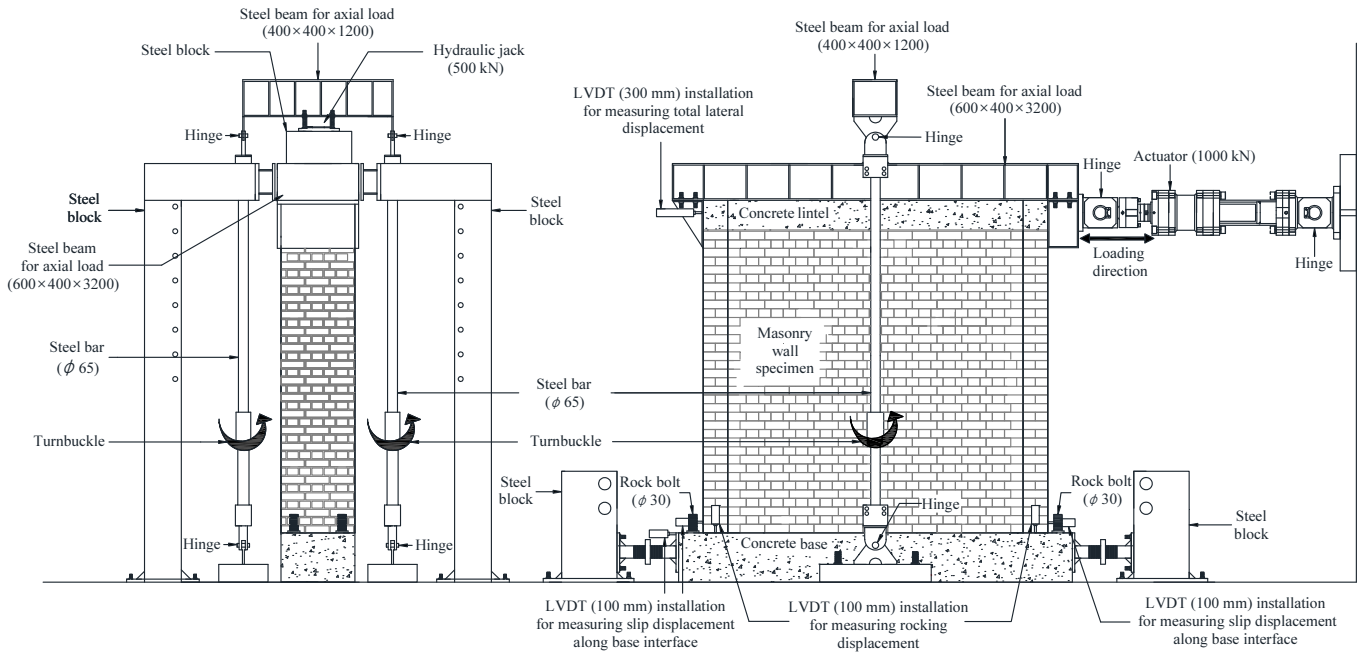


Fig. 5 Test set-up of masonry wall specimens. (all dimensions are in mm)

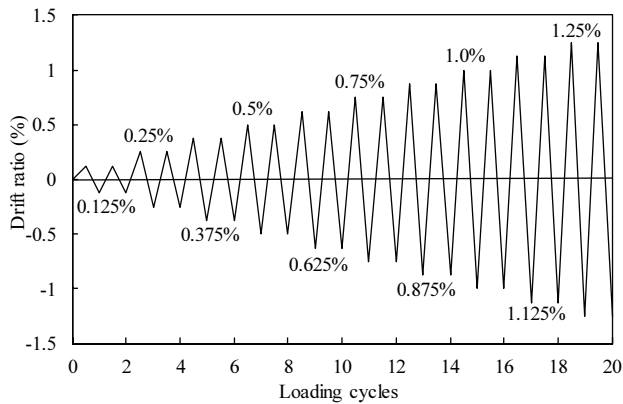


Fig. 6 History of cyclic lateral loads

FEMA 306에서 예측된 파괴모드와 유사한 결과를 보였다. 반면, SG 실험체의 파괴모드는 FEMA 306에서 예측된 결과(강체회전 및 단부 압괴) 이외에도 사인장 균열이 나타났다.

#### 4.2 횡하중-횡변위 관계

Figure 8은 실험체의 횡하중-횡변위 관계를 나타내었다. C 실험체의 초기 기울기는 강체회전 발생 이전까지 하중 증가에 따라 일정한 수준으로 증가하였다. 강체회전 발생시점에서 C 실험체의 하중 증가 기울기는 급격하게 감소하였으며, 강체회전 발생 이후 하중 증가 기울기는 일정한 수준을 유지하였다. 반면 S 실험체의 하중 증가 기울기는 최종 파괴시점까지 급격한 변화 없이 일정하게 감소하는 경향을 보였다. G 실험체의 하중 증가 기울기는 C 실험체와 유사하게 강체회전

발생 이전까지 일정한 수준이었으나, 강체회전 시점에서 급격하게 감소하였다. SG 실험체의 하중 증가 기울기는 S 실험체와 유사하게 최종 파괴시점까지 급격한 변화 없이 일정하게 감소하였다. S 및 SG 실험체는 내력과 변위가 증가함에 따라 한 사이클의 면적이 넓게 형성되어 편칭현상이 최소화되었다.

C 실험체의 강체회전 시점에서의 내력( $V_R$ )은 41.7 kN이었다(Table 4). S 실험체의  $V_R$ 은 110.7 kN으로 C 실험체에 비해 약 2.7배 높았다. G 실험체의  $V_R$ 은 62.3 kN으로 C 실험체에 비해 약 1.5배 높았다. SG 실험체의  $V_R$ 은 120.6 kN으로 C, S 및 G 실험체에 비해 약 2.9배, 1.1배 및 1.9배 높았다. C 실험체의 최대내력( $V_n$ )은 153.6 kN이었다. S 및 G 실험체의  $V_n$ 은 각각 222.4 kN 및 174.3 kN으로, C 실험체에 비해 각각 약 1.4배 및 1.1배 높았다. SG 실험체의  $V_n$ 은 246.7 kN으로, C 실험체에 비해 약 1.6배 높았다. 그리고 SG 실험체의  $V_n$ 은 S 및 G 실험체에 비해 각각 약 1.1배 및 1.4배 높았다.

#### 4.3 최대내력( $V_n$ )

조적벽체의  $V_n$ 은 FEMA 306(1999) 및 Yang et al.(2012)에 의해 산정된 공칭내력과 비교하였다. FEMA 306(1999)을 통해 예측된 C, S, G 및 SG 실험체의 공칭 전단내력 값( $(V_n)_{FEMA}$ )은 각각 89.8 kN, 95.6 kN, 96.7 kN 및 100.1 kN이었다. C, S, G 및 SG 실험체의 공칭 전단내력 값( $(V_n)_{FEMA}$ )은 실험결과 대비 1.72배, 2.32배, 1.81배 및 2.47배로 실험결과를

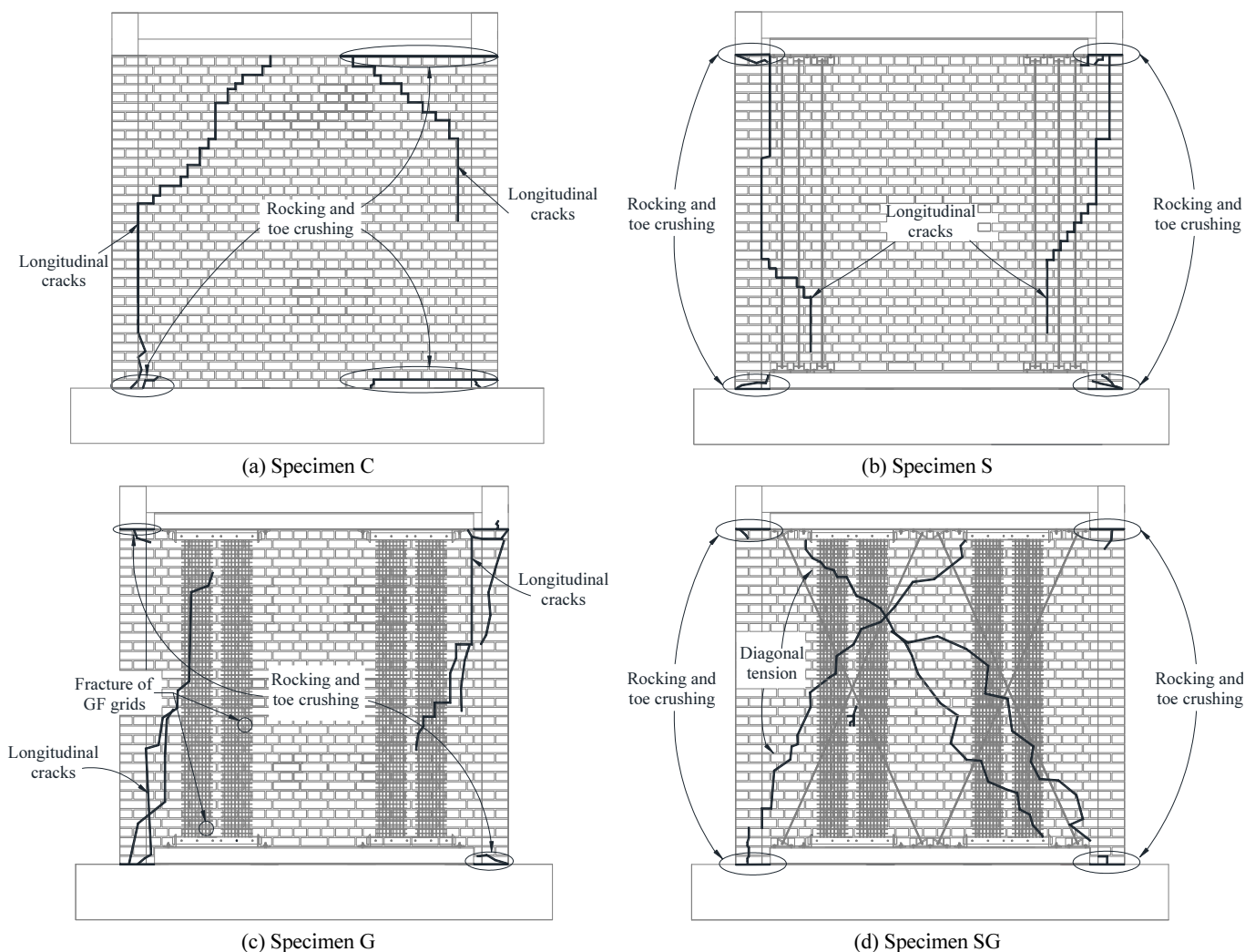


Fig. 7 Crack propagations and failure mode of masonry wall specimens

과소평가 하였다. Yang et al.(2012)은 비보강 조적벽체와 비부착 보강재의 하중분담을 고려하여 전단내력을 산정하였다. C 실험체의 Yang et al.(2012) 모델에 의해 산정된 전단내력  $((V_n)_{Yang et al.})$  값은 187.0 kN이었다. C 실험체의 Yang et al.(2012) 모델에 의해 산정된 전단내력 예측값과 실험값의 비  $((V_n)_{EXP.} / (V_n)_{Yang et al.})$ 는 0.82로, Yang et al.(2012) 모델은 실험결과를 과대평가하였다. G 실험체의  $(V_n)_{Yang et al.}$  값은 약 218.1 kN이었다. G 실험체의  $(V_n)_{EXP.} / (V_n)_{Yang et al.}$  값은 0.80으로, Yang et al.(2012) 모델은 실험결과를 과대평가하였다. S 및 SG 실험체의  $(V_n)_{Yang et al.}$  값은 각각 213.4 kN 및 239.5 kN이었다. S 및 SG 실험체의  $(V_n)_{EXP.} / (V_n)_{Yang et al.}$  값은 각각 약 1.04배 및 1.03배로, Yang et al.(2012) 모델은 실험결과를 잘 예측하였다.

#### 4.4 강성 감소 비교

Figure 9은 각 실험체별 횡하중 이력의 증가에 따른 강성의 감소를 나타내었다. 각 사이클의 강성은  $(K_i)$  정 및 부 방향에서 최대 횡하중에 대한 할선 기울기들의 평균값으로 산정하였다(식 (2)).

$$K_i = \frac{K_i^+ + K_i^-}{2} \quad (2)$$

여기서,  $K_i^+$ 는 정 가력 시 최대하중에 대한 기울기,  $K_i^-$ 는 부 가력 시 최대하중에 대한 기울기를 의미한다. C 실험체의 초기 강성은 25.6 kN/mm이었다. S, G 및 SG 실험체의 초기 강성은 33.6 kN/mm, 30.0 kN/mm 및 32.8 kN/mm로, C 실험체에 비해 각각 약 1.3배, 1.2배 및 1.3배 높았다. 모든 실험체의 강성은 강체회전 발생 이전(횡변위비 0.25%)까지 급격하게 감

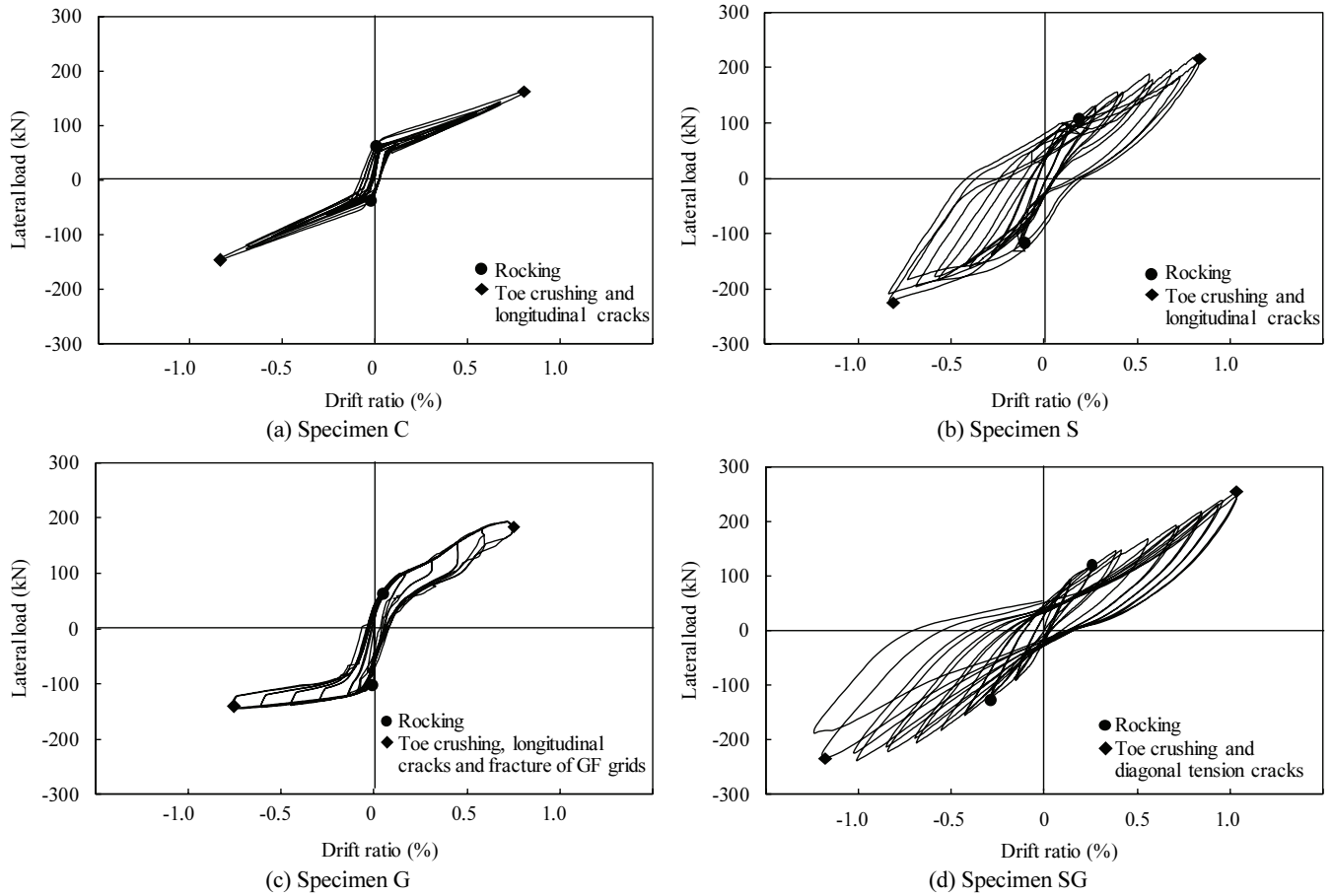


Fig. 8 Lateral load-drift ratio relationship of masonry wall specimens

Table 4 Summary of test results and comparisons between experimental lateral load capacities and predictions

Specimen	Predicted failure mode (FEMA 306)	Experiments							$E_p$ (kN·mm)	Failure mode	Predictions		
		$V_R^+$ (kN)	$V_R^-$ (kN)	$V_R$ (kN)	$V_n^+$ (kN)	$V_n^-$ (kN)	$V_n$ (kN) (1)	$(V_n)_{FEMA}$ (kN) (2)			$(V_n)_{Yang\ et\ al.}$ (kN) (3)	(1) / (2)	(1) / (3)
C	R and T	52.6	30.7	41.7	162	145.2	153.6	2,752	R, T and L	89.8	187.0	1.72	0.82
S	R and T	107.4	113.9	110.7	222.7	222.1	222.4	14,013	R, T and L	95.6	213.4	2.32	1.04
G	R and T	51.6	72.9	62.3	199.6	149.0	174.3	9,844	R, T, L and F	96.7	218.1	1.81	0.80
SG	R and T	116.2	124.9	120.6	255.4	237.9	246.7	23,007	R, T and D	100.1	239.5	2.47	1.03

Note] R = rocking, T = toe crushing, L = longitudinal cracks, F = fracture of GF grids, D = diagonal tension cracks,  $V_R^+$  and  $V_R^-$  = rocking strength of positive and negative directions, respectively,  $V_R$  = average value of  $V_R^+$  and  $V_R^-$ ,  $V_n^+$  and  $V_n^-$  = ultimate shear strength of positive and negative directions, respectively,  $V_n$  = average value of ultimate strengths of  $V_n^+$  and  $V_n^-$ ,  $w_m$  = cumulated energy dissipation,  $(V_n)_{FEMA}$  = ultimate shear strength predicted by FEMA 306 provision,  $(V_n)_{Yang\ et\ al.}$  = ultimate shear strength predicted by Yang et al.

소하였으며, 이후에는 완만하게 감소하는 경향을 보였다. 강체회전 발생 이전까지의 강성감소 기울기는 C, G 및 S 실험체 순으로 컸으며, SG 실험체의 강성감소 기울기는 S 실험체와 비슷한 수준이었다. 최종 파괴시점에서 C 실험체의 강성은

10.0 kN/mm으로, 초기강성의 약 0.39배 수준으로 감소하였다. 최종 파괴시점에서 S, G 및 SG 실험체의 강성은 각각 12.6 kN/mm, 10.9 kN/mm 및 12.3 kN/mm이었다. 최종 파괴시점에서 S, G 및 SG 실험체의 강성감소는 모두 초기 강성의 약 0.38



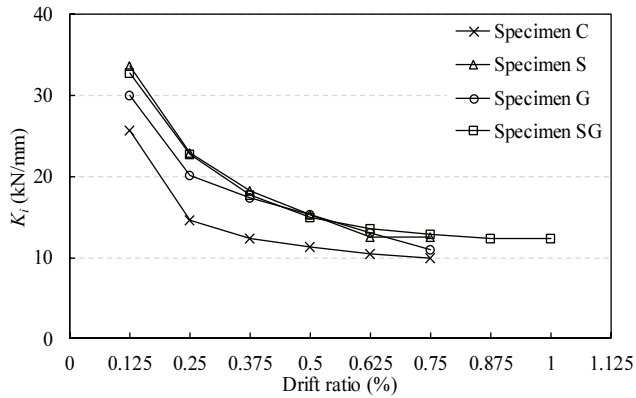


Fig. 9 Stiffness variation at different drift ratios

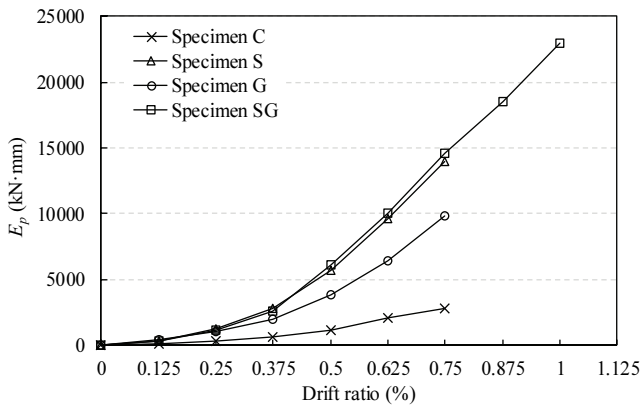


Fig. 10 Energy dissipation capacity at different drift ratios

배 수준으로 C 실험체와 비슷하였다.

#### 4.5 에너지소산능력( $E_p$ )

조적벽체의 연성은 최종 파괴까지 각 사이클에 대한 누적된 에너지소산능력( $E_p$ )을 통해 평가하였다(Fig. 10). 모든 실험체의  $E_p$  증가량은 강체회전 발생 이전(횡변위비 0.25%)까지 미미하였으나, 강체회전 발생 이후  $E_p$ 은 급격하게 증가하였다.  $E_p$ 의 증가량은 SG, S, G 및 C 실험체 순으로 컸으며, S 및 SG 실험체의  $E_p$  증가량은 거의 유사하였다. C 실험체의  $E_p$ 은 2,752 kN·mm이었다. S 및 G 실험체의  $E_p$ 은 각각 14,013 kN·mm, 9,844 kN·mm로 C 실험체에 비해 각각 약 5.1배 및 3.6배 높았다. SG 실험체의  $E_p$ 는 23,007 kN·mm로 C 실험체에 비해 약 8.4배 높았으며, S 및 G 실험체에 비해 각각 약 1.6배 및 2.3배 높았다.

## 5. 결론

이 연구에서는 조적벽체의 내진보강을 위하여 프리스트레스트 강봉 및 유리섬유 망을 이용한 비부착 공법을 제안하고 그 효율성을 검증하였다. 그 결과 다음과 같은 결론을 얻었다.

- (1) 무보강, 강봉 또는 유리섬유 망의 개별 보강 실험체는 강체회전, 단부 압괴로 인해 최종 파괴되었으며, 강봉 및 유리섬유 망의 복합 보강 실험체는 강체 회전, 단부 압괴와 함께 사인장 균열로 인해 최종 파괴되었다.
- (2) 강봉과 유리섬유 망의 복합 보강 실험체의 최대내력은 무보강 실험체에 비해 약 1.6배 높았으며, 강봉 및 유리섬유 망의 개별 보강 실험체에 비해 각각 약 1.1배 및 1.4배 높았다.
- (3) 강봉 및 유리섬유 망의 복합 보강 실험체의 FEMA 306에 의해 산정된 공칭 전단내력과 실험결과의 비는 약 2.47로, FEMA 306 기준은 실험결과를 과소평가하였다. 반면, 강봉 및 유리섬유 망의 복합 보강 실험체의 Yang et al. 모델에 의해 산정된 전단내력 예측값과 실험값의 비는 1.03으로, Yang et al. 모델은 실험결과를 잘 예측하였다.
- (4) 강봉과 유리섬유 망의 복합 보강 실험체의 초기강성은 무보강 실험체 및 유리섬유 망의 개별 보강 실험체에 비해 약 1.3배 및 1.1배 높았으며, 강봉의 개별 보강 실험체와 비슷한 수준이었다.
- (5) 강봉과 유리섬유 망의 복합 보강 실험체의 에너지 소산 능력은 무보강 실험체에 비해 약 8.4배 높았으며, 강봉 및 유리섬유 망의 개별 보강 실험체에 비해 각각 약 1.6배 및 2.3배 높았다.

## 감사의 글

이 논문은 2015년도 정부(미래창조과학부)의 재원으로 한국연구재단(2015R1A5A103754822) 및 국토부의 재원으로 국토교통과학기술진흥원(20TMP-C158687-01)의 지원을 받아 수행된 연구임

## References

1. Park, B. C. (2009), Study on Seismic Retrofitting Techniques for Unreinforced Masonry Buildings, National Fire Agency, Korea.
2. Churilov, S., and Dumova, E. J. (2013), In-plane Shear Behaviour of

- Unreinforced and Jacketed Brick Masonry Walls, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 50, 85-105
3. Yang, K. H., Joo, D. B., Sim, J. I., and Kang, J. H. (2012), In-plane Seismic Performance of Unreinforced Masonry Walls Strengthened with Unbonded Prestressed Wire Rope Units, *Engineering Structures*, 45, 449-459.
  4. Hernan, S. M., and Pablo, A. (2011), Repair of In-plane Shear Damaged Masonry Walls with External FRP, *Construction and Building Materials*, 25(3), 1172-1180.
  5. Taghdi, M., Bruneau, M., and Saticioglu, M. (2000), Seismic Retrofitting of Low-rise Masonry and Concrete Walls Using Steel Strips, *Journal of Structural Engineering ASCE*, 126(9), 1017-1025.
  6. Lee, J. H., Kim, K. M., Kim, H. W., Kim, J. S., Oh, S. H., and Lee, S. H. (2014), Seismic Retrofitting Effects of Retrofitted Unreinforced Masonry Walls Using Metal Laths and Steel Plates, *Korean Society of Hazard Mitigation*, 14(3), 63-70
  7. Lee, J. H. (2004), Seismic Capacity and Seismic Retrofitting of Low Rise Buildings, Ph.D. dissertation, Kwangwoon University, Department of Architecture Engineering.
  8. Architectural Institute of Korea (2016), Korean Building Code, (KBC 2016), Architectural Institute of Korea (AIK), Korea, Seoul.
  9. Federal Emergency Management Agency (1999), Evaluation of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings, (FEMA 306), Applied Technology Council (ATC), USA, Washington, D.C.
  10. Korean Agency for Technology and Standard(KATS) (2013), Concrete Bricks, (KS F 4004), Korean Standard Association(KSA), Korea, Seoul.
  11. Korean Agency for Technology and Standard(KATS) (2017), Standard Test Method for Static Modulus of Elasticity and Poisson's Ratio in Compression of Cylindrical Concrete Specimens, (KS F 2438), Korean Standard Association(KSA), Korea, Seoul.
  12. American Society for Testing and Materials (2007), Standard Test Method for Compressive Strength of Masonry Prisms, (ASTM C 1314), ASTM International, USA, Philadelphia.
  13. American Society for Testing and Materials (2003), Standard Test Method for Diagonal Tension(Shear) in Masonry Assemblages, (ASTM E 519), ASTM International, USA, Philadelphia.

Received : 07/03/2020

Revised : 09/25/2020

Accepted : 09/25/2020

---

**요 지 :** 이 연구에서는 조적벽체의 내진보강을 위하여 프리스트레스트 강봉 및 유리섬유 망을 이용하여 개발된 비부착 공법의 구조적 효율성을 평가하였다. 주요 실험변수는 강봉 및 유리섬유 망의 개별 보강과 강봉과 유리섬유 망의 복합 보강이다. 실험결과 제안된 보강공법은 조적벽의 내력, 강성 및 연성향상에 효율적이었다. 보강되지 않은 조적벽의 횡하중 내력, 최대내력 이전의 강성 및 에너지소산 능력과 비교할 때, 유리섬유 망으로 보강된 벽체에서의 그 증가비는 각각 110%, 120% 및 360%이며, 프리스트레스트 강봉으로 보강된 벽체에서의 그 증가비는 각각 140%, 130% 및 510%이며, 유리섬유 망과 강봉으로 보강된 벽체에서의 그 증가비는 각각 160%, 130% 및 840%이었다. 제시된 기술로 보강된 조적벽의 횡하중 내력은 Yang et al.의 제안식을 이용한 예측값과 비교적 잘 일치하였다. 즉, 제안된 기술은 조적벽체의 내진보강을 위한 적용성으로서 구조적 잠재력이 높았다.

**핵심용어 :** 조적벽체, 비부착 보강, 프리스트레스 강봉, 유리섬유 망

---