

프리스트레스트 와이어로프를 사용한 RC 벽체의 단부 경계요소 내진보강 평가

권혁진¹, 양근혁^{2*}, 변항용³

Evaluation of Seismic Strengthening Approach at the Boundary Elements of RC Walls using Prestressed Wire Rope Units

Hyuck-Jin Kwon¹, Keun-Hyeok Yang^{2*}, Hang-Yong Byun³

Abstract: The present study examined the reversal cyclic flexural behavior of walls with jacket section approach for seismic strengthening through forming the boundary elements at both ends of the wall. The prestressed wire ropes were used for the lateral reinforcement to confine the boundary element of the wall. The main parameter investigated was the height of the jacket section for strengthening. The limit height of the strengthening jacket section was determined by comparing the moment distributions between the existing and strengthened walls. Test results showed that the examined jacket section approach was significantly effective in enhancing the flexural resistance of walls, indicating 46% higher stiffness at peak strength and 210% greater work damage indicator, compared with the flexural performance of the unstrengthened wall. The ductility of the strengthened walls was insignificantly affected by the height of the jacket section when the height is greater than twice the wall length. The flexural capacity of the strengthened walls was 22% higher than the predictions obtained using the equivalent stress block specified in ACI 318-14.

Keywords: Wall, Seismic strengthening, Jacket section, Boundary elements, Wire ropes

1. 서 론

1980년대 공동주택 및 저층형 빌딩은 대부분 벽식 구조를 사용하고 있다. 벽식 구조에서 벽체는 수직하중에 저항하며, 지진하중의 발생 시에 내진저항에 주요 요소로 작용해야 한다(Shin et al., 1999; Lee et al., 2012). 그러나 구조물이 설계된 당시에는 내진설계 가이드라인 부족으로 인해 내진거동이 매우 미흡할 수 있으며, 내진설계가 반영되지 않은 비내진 벽체는 지진하중과 같은 비교적 큰 횡하중에 대해 부재의 큰 파괴 또는 급격한 붕괴의 가능성이 있다(Marius Mosoarca, 2014).

기존연구자(Ahn and Lee, 2005; Roberto and Annalisa, 2012; Sinan Altin et al., 2013)들은 FRP(fiber reinforced plastics) 시트 또는 강판과 같은 재료를 사용하여 기존 비내진 RC(reinforced concrete) 벽체를 보강하는 연구를 수행하였다. 그러나 FRP

시트 보강의 경우에는 사각형 단면을 가지고 있는 벽체의 모서리 부분에서 FRP 시트와 벽체의 접착이 원활히 이루어지지 않을 수 있으며, 이로 인해 콘크리트 구속효과도 상당히 떨어질 수 있다. 특히 FRP 시트 및 강판 보강은 에폭시와 같은 접착제를 사용하여 모재인 콘크리트 부재에 일체화 시키는데, 보강재, 콘크리트 및 접착제의 상이한 선팽창계수로 인해 장기 거동에서 탈락이 발생할 수 있으며, 부재의 대변형에서도 일체 거동이 어려울 수 있다.

이 연구에서는 벽체의 양단부에서 경계요소를 형성하는 단면 확대보강공법(Kwon et al., 2017)에 대해 보강단면의 높이에 따른 보강 벽체의 휨 거동을 평가하였다. RC 벽체의 단면 확대 휨 보강에서 벽체 높이에 따른 휨 모멘트 분포를 고려하였을 때, 보강은 벽체 전체 높이에 적용할 필요성은 없다. 벽체 양단부에서의 경계요소 형성을 위해서는 프리스트레스 와이어로프를 횡보강근으로 이용하였다. 벽체의 보강효과는 파괴양상, 횡하중-횡변위 관계, 휨 강성, 휨 내력 및 일손상지수의 비교를 통하여 평가하였다.

¹정회원, 경기대학교 건축공학과, 석사과정

²정회원, 경기대학교 플랜트·건축공학과, 정교수, 교신저자

³정회원, 고려 E&C 이사

*Corresponding author: yangkh@kgu.ac.kr

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

•본 논문에 대한 토의를 2018년 2월 1일까지 학회로 보내주시면 2018년 3월호에 토론결과를 게재하겠습니다.

2. 실험

2.1 실험체 상세

벽체의 연성중심 보강을 위하여 양 단부에서 횡보강 와이어로프와 피복 모르타르를 이용하여 경계요소를 형성하였다. 횡보강 와이어로프는 단부 콘크리트를 구속하기 위하여 사용되었다. 횡보강 와이어로프의 배근은 기존 벽체를 천공 후, 삽입하고 벽체 단부에 설치된 강재 플레이트에 아이볼트로 체결하고 프리스트레스를 이용하여 고정하였다. 횡보강 와이어로프의 배근 이후에는 단부 경계요소 형성을 위해 피복 모르타르를 타설하였다. 보강 높이는 기존 비내진 벽체의 휨 내력을 기반으로 산정하였다. Fig. 1에 나타난 것과 같이, 최소 보강 높이는 보강된 단면의 휨 모멘트 분포에서 기존 비내진 벽체의 최대 휨 모멘트 위치 이상으로 하였다.

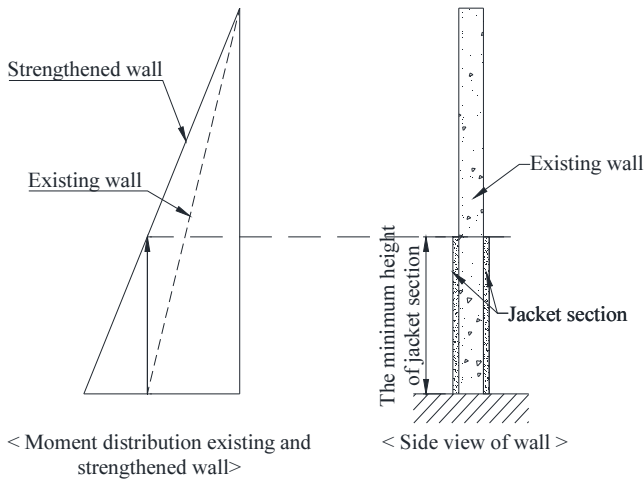


Fig. 1 Minimum height of jacket section for proposed strengthened method

Table 1 Details of wall specimens

Specimen	Existing wall section			Jacket section				
	f_{ck} (MPa)	ρ_v	ρ_h	f_{cm} (MPa)	s_w (mm)	ρ_w	h_j (mm)	ω_w
N								
S-1.5							1,800	
S-2.0	21.1	0.0042	0.0042	22.5	90	0.0030	2,400	0.116
S-2.5							3,000	

Note: f_{ck} and f_{cm} = compressive strengths of concrete and cover mortar, respectively, ρ_v and ρ_h = ratios of vertical and horizontal reinforcements, respectively, s_w and ρ_w = spacing and volumetric ratio of wire ropes, respectively, h_j = height of jacket section from the wall base, ω_w ($\rho_w f_{yw} / f_{cm}$) = lateral reinforcement index, and f_{yw} = yield strength of wire rope.

기존 비내진 벽체와 보강 벽체의 상세와 실험체 일람은 Fig. 2와 Table 1에 나타내었다. 주요변수는 단부 보강 높이로써 기존 벽체의 길이(l_w)를 기준으로 무보강, $1.5l_w$, $2.0l_w$ 및 $2.5l_w$ 로 하였다. 무보강 벽체의 높이(h_w)와 길이(l_w)는 3,150 mm 및 1,200 mm로 설계하였으며, 이때의 형상비(h_w/l_w)는 2.63이다. 무보강 벽체의 수직과 수평철근은 D10 철근을 200 mm 간격으로 배근하였으며, 이때의 철근비는 각각 0.0042이다. 실험체 S-1.5, S-2.0 및 S-2.5는 기존 비내진 벽체의 단부를 제시

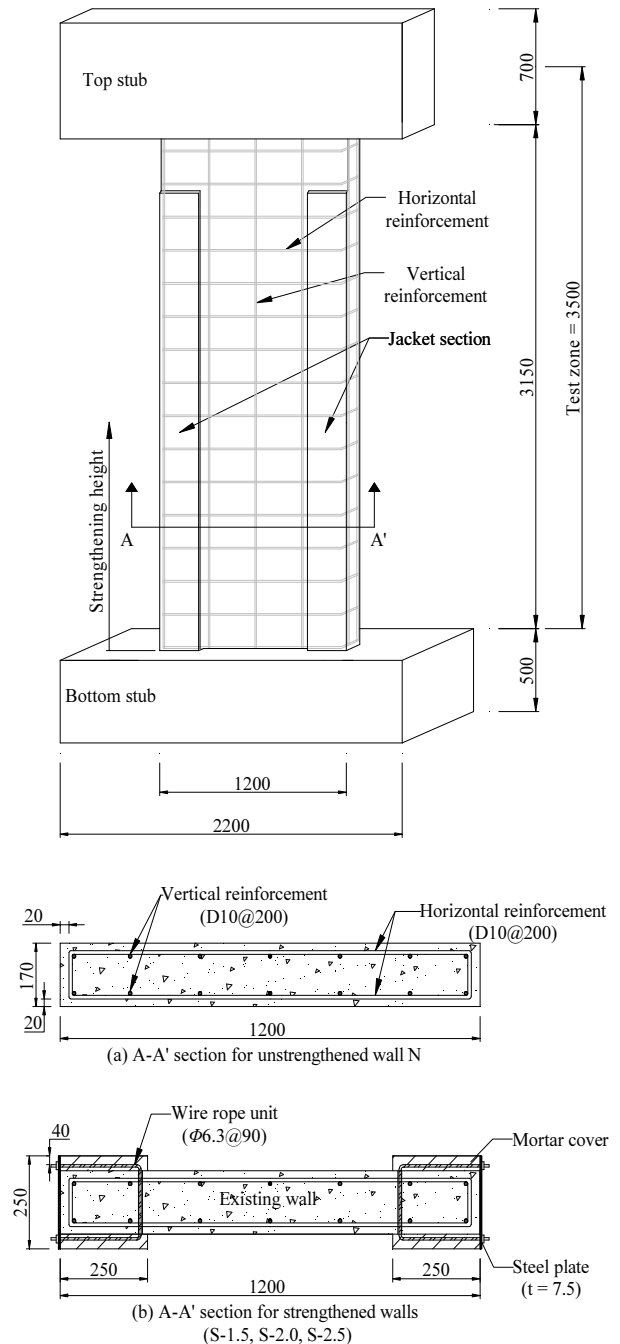


Fig. 2 Geometric dimension and steel arrangement of specimens

된 방법으로 보강하였으며, 보강 높이는 각각 1,800 mm, 2,400 mm 및 3,000 mm로 설계하였다. 횡보강 와이어로프는 보강 실험체에서 모두 90 mm 간격으로 배근하였다. 피복 모르타르의 타설 이후 보강된 경계요소의 단면 크기는 250×250 mm였다. 실험체의 가력을 위한 상부 및 하부 스테브는 각각 2,200×600×400 mm와 2,200×500×800 mm로 제작하였으며, 보강을 위해 D13 철근을 각각 16개와 26개 배근하였다. 스테브에서 전단철근은 모두 D10 철근을 100 mm 간격으로 배근하였다.

2.2 재료

기존 비내진 벽체와 보강 경계요소에서 사용된 콘크리트와 피복 모르타르의 압축강도는 모두 21 MPa로 설계하였다. 콘크리트 타설은 레미콘을 이용하였다. 콘크리트의 압축강도는 KS F 2405(2010) 기준에 따라 직경 100 mm의 원주형 공시체($\phi 100 \times 200$ mm)를, 피복 모르타르의 경우에는 KS L 5105(2007)기준에 따라 50 mm 크기의 입방형 공시체(50×50×50 mm)

Table 2 Mechanical properties of metallic materials

Type	Net area(mm ²)	(MPa)		
		f_y	f_u	E_s
Deformed bar (D10)	71.3	508	633	215,634
Wire rope ($\phi 6.3$)	18.4	816	1,702	125,203

Note: f_y = yield strength, f_u = tensile strength, and E_s = modulus of elasticity.

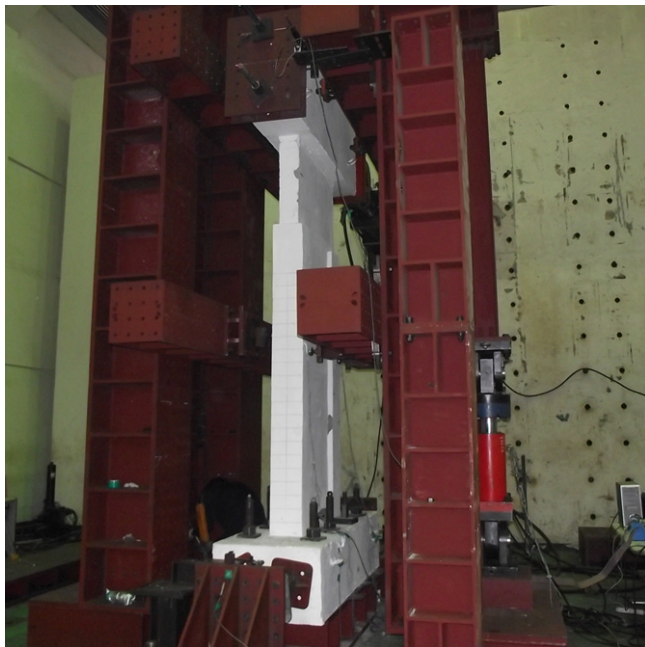


Fig. 3 Test set-up for wall specimens

를 제작하여 측정하였다. 3개의 공시체에서 측정된 평균 압축강도는 콘크리트와 모르타르에서 각각 21.1 MPa와 22.5 MPa였다.

실험체에서 사용된 이형철근과 와이어로프의 역학적 특성은 KS B 0802(2003)에 따라 측정하였다(Table 2). 벽체에서 수직·수평 철근으로 사용된 D10 철근의 항복강도와 인장강도는 각각 508 MPa와 633 MPa였다. 직경 6.3 mm 횡보강 와이어로프는 응력-변형률 관계에서 명확한 항복점을 알 수 없기 때문에 ASTM(2015)에서 제시하는 1% 변형률로부터 항복강도를 산정하였다. 와이어로프의 항복강도와 인장강도는 각각 816 MPa와 1,702 MPa였다. 초기 기울기로부터 산정된 와이어로프의 탄성계수는 약 125,203 MPa였다.

2.3 가력 및 측정 상세

반복 횡하중 실험을 위한 실험체의 가력 및 측정 상세는 Fig. 3에 나타내었다. 횡방향 가력은 일정한 축력을 유지시키면서 수행하였으며, 이때 작용 축력비는 0.1로 하였다. 축력은 500 kN 용량의 유압잭 2개를 사용하였으며, 실험체 상부에 설치된 강제 구조물을 통해 도입되었다. 횡방향 가력은 2,000 kN 용량의 유압잭을 사용하였으며, 유압잭과 상부 스테브는 강제 락볼트로 체결하였다. 또한 상부 스테브의 양단부에는 횡방향 가력에 의한 지압과피를 방지하기 위해 강제 블록을 설치하였다. 하부 스테브는 강제 락볼트를 이용하여 슬래브에 고정하였다. 횡방향 변위는 300 mm 용량의 LVDT(linear variable differential transducer)를 사용하여 횡방향 가력지점과 동일한 수평선상에서 측정하였다. 실험체의 수직 철근에는 반복 횡하중에 따른 변형률을 측정하기 위해 전기 저항식 와이어 스트레인 게이지(wire strain gauge, WSG)를 부착하였다. 변위제어 기반의 반복 횡하중의 변위는 항복변위(Δ_y)를 기준으로 0.75 Δ_y ~6.0 Δ_y 로 증분하였으며, 각 변위에서 정·부방향으로 3사이클씩 반복하였다. 부재 항복변위(Δ_y)는 최외단 수직 철근의 변형률이 재료의 항복 변형률에 도달하였을 때의 변위로 하였다. 실험은 부재의 과도한 변형으로 인해 가력이 불가능할 때까지 수행하였다.

3. 결과 및 분석

3.1 균열 및 파괴모드

반복 횡하중에 따른 벽체의 균열양상은 Fig. 4에 나타내었다. 초기균열은 벽체의 단부 또는 경계요소 하단에서 발생하였다. 균열은 하중의 증가와 함께 벽체 높이 방향으로 발생하였으며, 벽체의 웨브방향으로 진전되었다. 무보강 실험체의

균열은 벽체 하부에 집중되었다. 보강 실험체의 균열은 무보강 실험체보다 적게 발생하였는데, 벽체 높이의 1/2지점 이상에서는 발생하지 않았다. 보강 실험체에서 보강 높이는 균열 진전에 영향을 미치지 않았다.

실험체 N은 벽체 단부에 횡보강근이 없는 무보강 벽체로써, $3\Delta_y$ (13 cycle)에서 단부 콘크리트의 박리가 발생하였다. 동일한 변위의 두 번째 사이클(14 cycle)에서는 반대쪽 단부

콘크리트의 박리가 발생하였다. 박리된 콘크리트의 내부에는 수직철근의 좌굴이 미미하게 확인되었다. $4\Delta_y$ 의 첫 번째 사이클(16 cycle)에서는 단부 수직철근의 좌굴이 발생하면서 하중이 급격히 감소되었다(Fig. 5(a)). 보강 실험체의 파괴양상은 보강 높이와 상관없이 서로 비슷하였는데, 피복 모르타르는 최대내력에 도달한 이후인 $4\Delta_y \sim 5\Delta_y$ 에서 박리가 발생하였다. 피복 모르타르의 박리 이후에 수직 철근의 좌굴은 관찰되지 않았다. 보강 실험체에서 수직 철근의 파단은 하중이 최대내력의 80%이하로 감소한 이후에 발생하였다(Fig. 5(b)).

3.2 횡하중-횡변위 관계

실험결과는 Table 3에 요약하여 나타내었으며, 반복 횡하중 하에서 벽체의 횡하중-횡변위 관계는 Fig. 6에 나타내었다. 모든 실험체에서 변위는 벽체 단부에서 발생한 초기 휨 균열과 함께 급격히 증가하였다. 하중의 증가 기울기는 항복하중에 도달한 이후 완만하였다. 변위의 증가와 함께 하중은 지속적으로 증가하였으며, 최대내력에 도달하기 이전에 동일 변위에서 첫 번째 및 두 번째 사이클에서의 강도감소율은 5% 미만이었다. 무보강 실험체(실험체 N)와 보강 실험체(실험체

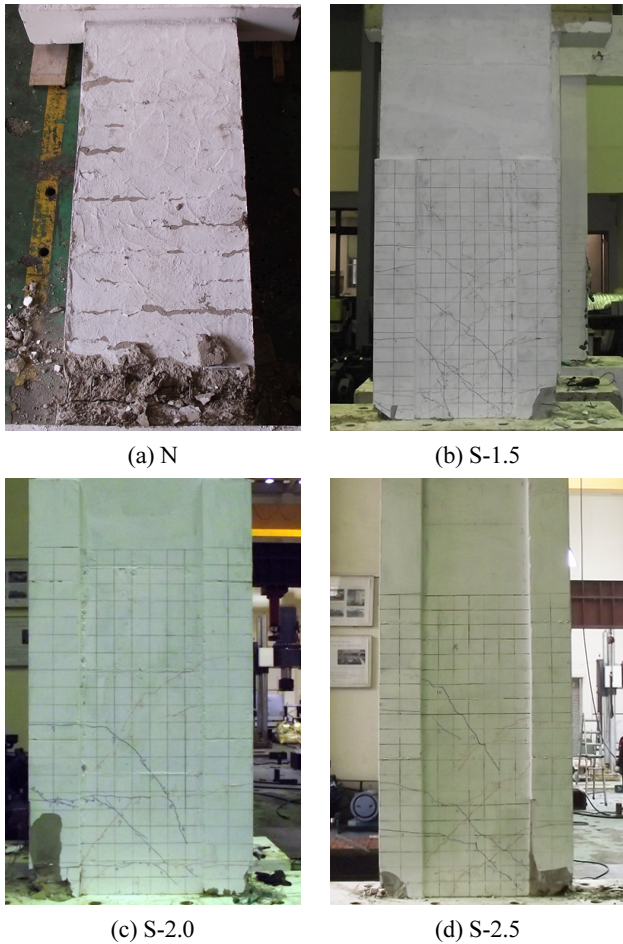
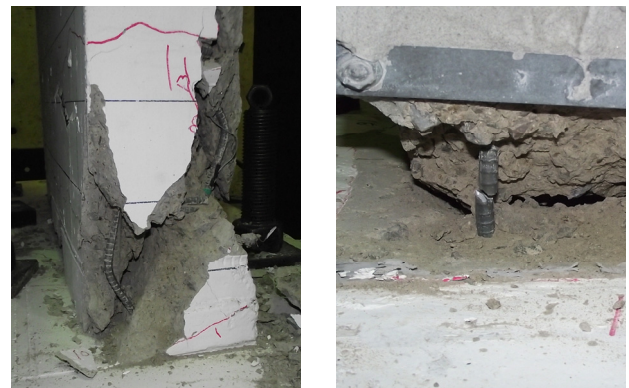


Fig. 4 Crack propagation up to failure of each specimen



(a) Unstrengthened wall N($4\Delta_y$) (b) Strengthened wall S-2.5 ($6\Delta_y$)

Fig. 5 Typical ultimate failure pattern of unstrengthened and strengthened walls

Table 3 Summary of test results

Specimen	P_y (kN)			P_n (kN)			Moment capacity(kN·m)		Δ_y (mm)	Δ_{80} (mm)	W_{80}
	+*	-*	Average	+	-	Average	Experiment	ACI 318-14			
N	74.0	75.4	74.7	120.9	110.4	115.6	404.7	338.7	15	48.4	145.0
S-1.5	133.6	132.0	132.8	175.6	170.3	172.9	605.2		15	60.2	236.3
S-2.0	125.0	125.8	125.4	170.9	166.1	168.5	589.8	484.8	12	59.8	316.8
S-2.5	126.5	131.2	128.9	169.1	172.2	170.6	597.1		12	59.8	348.4

Note: P_y and P_n = yielding and peak load, respectively, Δ_y and Δ_{80} = lateral displacement at yielding load and 80% peak load in the descending branch, respectively, and W_{80} = cumulative work damage indicator up to 80% peak load in the descending branch.

*+ and - represent positive and negative load directions respectively.

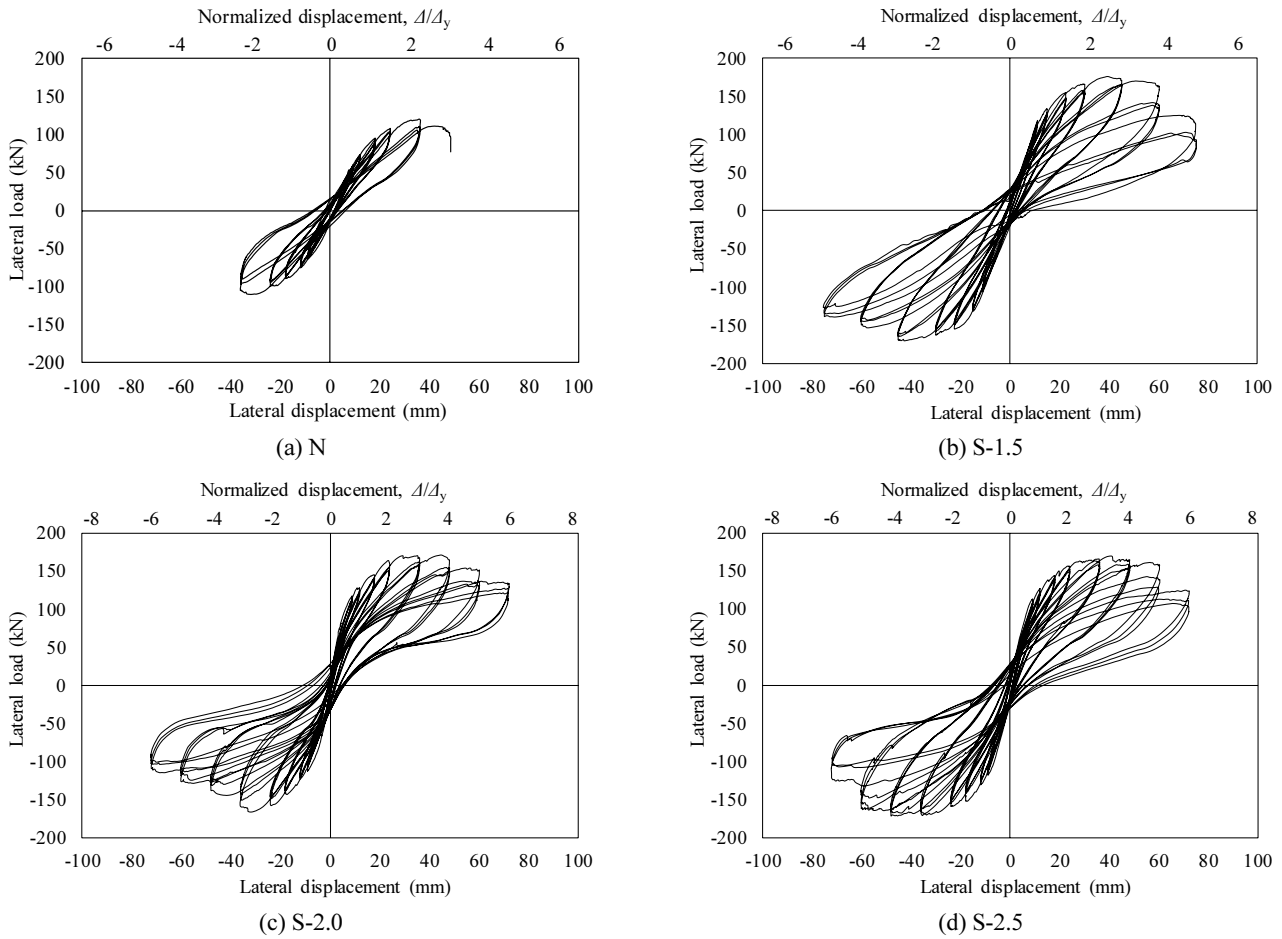


Fig. 6 Reversal lateral load-lateral displacement curves of each wall

S-1.5, S-2.0 및 S-2.5의 최대내력은 각각 $2\Delta_y$ (10 cycle)와 $3\Delta_y$ (13 cycle)에서 도달하였다. 실험체 N은 최대내력에 도달한 이후에 벽체 단부에서 수직 철근의 좌굴로 인해 하중이 급격히 감소하였으며, 파괴에 도달하였다. 보강 실험체는 보강 높이와 상관없이 유사한 횡하중-횡변위 관계를 보였는데, 특히 실험체 S-2.0와 S-2.5의 거동은 거의 일치하였다. 최대내력에 도달한 이후의 보강 실험체의 내력 저하 기울기는 무보강 실험체에 비해 상당히 완만하였는데, 그 기울기는 실험체 S-2.0와 S-2.5가 실험체 S-1.5보다 적었다.

3.3 휨 강성

반복 횡하중에 따른 각 실험체의 휨 강성은 Fig. 7에 나타내었다. 휨 강성은 각 변위의 첫 번째 사이클에서 최대 하중지점과 원점을 잇는 직선의 기울기로 산정하였다. 모든 실험체에서 휨 강성의 감소 기울기는 최대내력에 도달하기 이전까지 급격하다가 최대내력 이후에는 완만하였다. 보강 실험체의 휨 강성은 실험체 N보다 모두 높았으며, 최대내력 지점에서는 평균적으로 46% 높았다. 실험체 S-2.0는 실험체 S-1.5보다

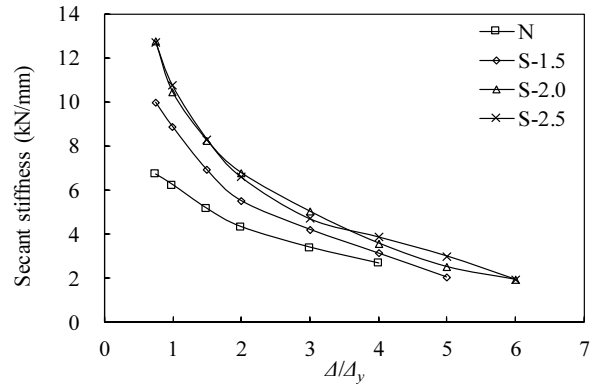


Fig. 7 Variation of flexural stiffness at each loading cycle

보강 높이가 $0.5l_w$ (600 mm) 높아짐에 따라 휨 강성이 약 23% 증가하였다. 반면에 실험체 S-2.0보다 보강 높이가 $0.5l_w$ (600 mm) 높아진 실험체 S-2.5의 휨 강성은 실험체 S-2.0와 비슷한 수준이었다. 즉, 제안된 보강방법에서 보강 높이 $2.0l_w$ 이상의 보강은 휨 강성의 증진에 거의 영향을 미치지 않았다.

3.4 최대 휨 내력

각 실험체의 휨 내력과 ACI 318-14(2014)에서 제시하는 등가응력블록을 이용하여 산정한 휨 내력과의 비교는 Table 3에 나타내었다. 실험체 N의 휨 내력은 보강실험체의 휨 내력보다 약 33% 낮았다. 보강 실험체의 휨 내력은 보강 높이에 관계 없이 비슷하게 나타났으며, 그 차이는 3%이내였다. 등가응력블록을 통해 산정한 예측 값에서 보강 실험체의 휨 내력은 기존 비내진 벽체와 보강 단면이 일체화 된 것으로 간주하였다. Fig. 8에 나타낸 것과 같이 모든 실험체의 휨 내력은 등가응력블록으로부터 산정된 휨 내력보다 높았다. 특히, 보강 실험체의 휨 내력은 보강 높이와 상관없이 예측 값보다 약 22~25% 높았다. 즉, 와이어로프와 피복 모르타르로 구성된 보강 벽체의 휨 내력은 ACI 318-14에서 제안하는 등가응력블록을 통해 안전 측으로 예측할 수 있다.

3.5 일손상지수

일손상지수 (W_c)는 Sheik and Khoury(1997)가 제안한 식을 사용하여 산정하였다. 작용 축력이 있는 벽체의 일손상지수는 최대내력 이후 최대내력의 80%가 되는 지점에서 산정하였

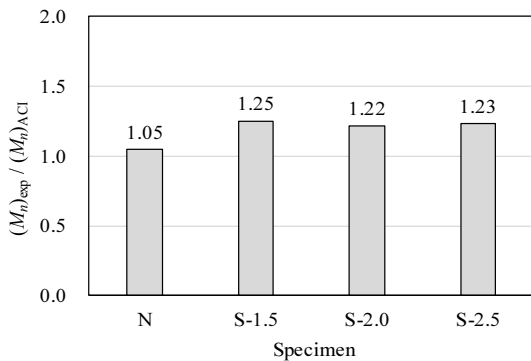


Fig. 8 Comparison of measured moment capacities and predictions using equivalent stress block of ACI 318-14

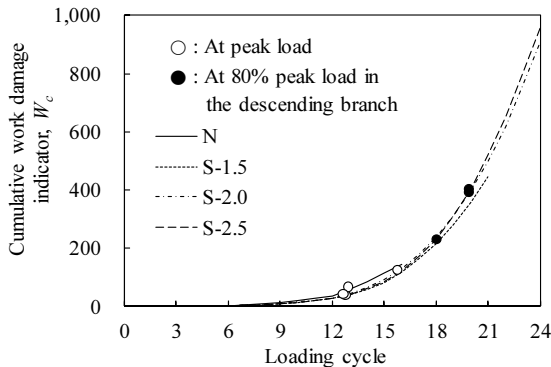


Fig. 9 Variation of cumulative work damage indicator according to loading cycles

는데, 최대내력에 도달한 이후에 하중이 급격히 감소한 실험체 N의 경우에는 최대 변위 지점에서 산정하였다(Table 3). 반복 횡하중에 따른 동일 변위에서의 일손상지수는 모든 실험체에서 비슷하게 나타났다(Fig. 9). 각 실험체는 Δ_{80} 에 따라 일손상지수 (W_{80})의 차이를 나타냈는데, 보강 실험체의 일손상지수는 무보강 실험체 N보다 평균적으로 약 2.1배 높았다. 실험체 S-2.5의 일손상지수는 실험체 S-1.5와 S-2.0보다 각각 약 47%, 10% 높았다. 보강 높이 따른 벽체의 연성능력은 2.0 l_w 까지는 급격히 증가하지만 이후에는 그 증가 폭이 미미하였다.

3.6 비선형해석과의 비교

Mun(2014)은 내진상세를 갖는 벽체의 횡하중-횡변위 관계에 대한 비선형 해석모형을 제시하였다. 비선형 해석모형에서 기본가정은 다음과 같다: 1) 평면은 휨 변형 후에도 평면을 유지한다; 2) 휨 균열 이후 콘크리트의 인장응력은 무시한다; 3) 철근과 콘크리트는 모두 완전부착이다; 4) 철근은 선형재료로서 그 응력은 도심에서 산정한다; 5) 경계요소 내의 횡보강 와이어로프로 둘러싸인 콘크리트는 구속된 콘크리트로 간주한다. 비선형 해석은 벽체를 벽체와 기초의 경계면으로부터 n개의 절점으로 분할하여 (n-1)개의 요소로 구성하였다. 각 요소는 미소 깊이를 갖는 단면분할법을 적용하여 각 위치에서의 변형률과 응력-변형률 관계로부터 산정된 응력분포를 산출하고 각 요소에서의 작용 모멘트를 산정하였다. 각 요소에서의 모멘트-곡률 관계는 힘의 평형조건과 부재의 모멘트 평형조건을 만족시키기 위해 반복해석을 수행하였다. 구속되지 않은 콘크리트와 구속된 콘크리트의 응력-변형률 관계는 각각 Yang et al.(2014)과 Razvi and Saatcioglu(1999)의 모형을 적용하였다. 철근은 탄성구간과 일반적인 변형률 경화역을 가지고 있는 응력-변형률 관계를 적용하였다.

비선형 해석으로부터 얻은 횡하중-횡변위 예측 곡선과 벽체의 횡하중-횡변위 관계의 비교는 Fig. 10에 나타내었다. 벽

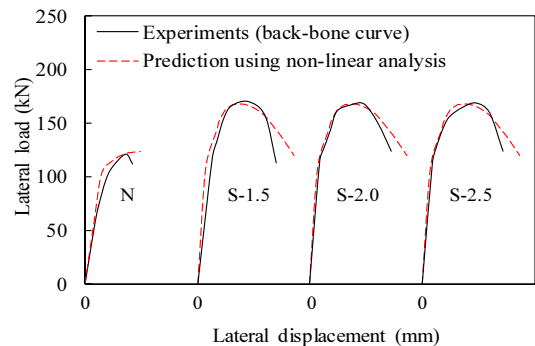


Fig. 10 Comparison of lateral load-displacement relationship between experiments and predictions

체의 반복 횡하중-횡변위 관계는 FEMA 356(2000)에서 제시하는 절차에 따라 단조 곡선으로 변환 하였다. 비선형 해석으로부터 산정된 횡하중-횡변위 예측 값은 보강 실험체의 횡하중-횡변위 관계를 전반적으로 잘 예측하였다. 초기 강성은 큰 차이를 보이지 않았으며, 그 차이는 실험체 S-2.0과 S-2.5에서 더 적었다. 항복 이후의 하중 증가 기울기와 최대내력은 실험 값과 거의 일치하였다. 최대내력 이후 내력감소 기울기에 대해서도 실험결과와 예측 값은 잘 일치하였다. 즉, 제안된 방법으로 보강된 벽체의 횡하중-횡변위 관계는 모든 재료(코어 콘크리트와 철근 및 피복 모르타르)들의 일체거동을 가정한 Mun의 비선형 해석에 의해 적절하게 평가될 수 있었다.

4. 결 론

이 연구에서는 비내진 RC 벽체의 휨 거동 증진을 위한 와이 어로프와 피복 모르타르를 이용한 단면확대 보강을 제안하였다. 제안된 보강 방법의 검증 을 위해서 보강 높이를 주요변수로 반복 횡하중 실험을 수행하였으며, 다음과 같은 결론을 얻었다.

- 1) 보강 높이가 벽체의 휨 균열진전 및 파괴모드에 미치는 영향은 미미하였다.
- 2) 보강 높이는 벽체의 최대 휨 내력에 영향을 주지 않았으며, 횡하중-횡변위 관계에서 최대내력 이후 내력의 감소 기울기는 실험체 S-2.0 및 S-2.5가 실험체 S-1.5보다 약간 완만 하였다.
- 3) 보강 실험체의 휨 강성은 무보강 실험체보다 평균적으로 46% 높았다. 보강 높이에 따른 휨 강성은 $2.0t_w$ 보강 높이 까지 증가하였으나, 이후에는 차이를 보이지 않았다.
- 4) 보강 실험체의 최대 휨 내력은 ACI 318-14의 등가응력블록을 사용하여 산정한 값보다 약 22~25% 높았다.
- 5) 최대내력의 80%지점에서 산정한 일손상지수는 보강 실험체가 무보강 실험체보다 평균적으로 약 2.1배로 높았다. 보강 높이에 $2.0t_w$ 이상에서 벽체의 연성능력은 보강 높이에 중요한 영향을 받지 않았다.
- 6) 제안된 보강 벽체의 횡하중-횡변위 관계는 보강단면에서 각 구성 재료들의 일체거동을 가정한 Mun의 비선형 해석에 의해 적절하게 평가 될 수 있었다.

감사의 글

이 연구는 2014년도 정부(미래창조과학부)의 재원으로 한

국연구재단의 지원을 받아 수행되었습니다(No. NRF-2014R1A2A2A09054557).

References

ACI Committee 318-14 (2014), *American Concrete Institute*, Farmington Hills, Michigan.

Ahn, S. H. and Lee, S. H. (2005), Flexural Strengthening Design of RC Beams Strengthened with FRP, *Journal of Architectural Institute of Korea*, 21(5), 51-58.

ASTM A416/A416M (2015), Standard Specification for Steel Strand, Uncoated Seven-Wire for Prestressed Concrete, *ASTM International*.

FEMA 356 (2000), Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, *FEMA*, Washington DC.

KS B 0802 (2003), Method of Tensile Test for Metallic Materials, *Korean Standards Association*.

KS F 2405 (2010), Method of Test for Compressive Strength of Concrete, *Korean Standards Association*.

KS L 5105 (2007), Testing Method for Compressive Strength of Hydraulic Cement Mortar, *Korean Standards Association*.

Kwon, H. J., Yang, K. H., and Byun, H. Y. (2017), Evaluation on Flexural Behavior of Shear Walls Seismically Strengthened with Jacket Section Method using Prestressed Wire Ropes, *Journal of the Korea Concrete Institute*, 29(5), 483-491.

Lee, K. H., You, T. S., Kim, T. W., and Jung, S. H. (2012), Nonlinear Modeling of RC Shear Walls Using Fiber and Shear Spring Elements, *Journal of the Korea Concrete Institute*, 24(5), 559-566.

Marius M. (2014), Failure Analysis of RC Shear Walls with Staggered Openings under Seismic Loads, *Engineering Failure Analysis*, 41, 48-64.

Mun, J. H. (2014), *Flexure and Shear Design Approach of Heavy-Weight Concrete Shear Walls*, Doctoral Thesis, Kyonggi University, 70-76.

Razvi, S. and Saatcioglu, M. (1999), Confinement Model for High-Strength Concrete, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 125(3), 281-289.

Roberto, R. and Annalisa, N. (2012), Results from Cyclic Tests on High Aspect Ratio RC Columns Strengthened with FRP Systems, *Construction and Building Materials*, 37, 606-620.

Sheikh, S. A. and Khoury, S. S. (1997), A Performance-Based Approach for the Design of Confining Steel in Tied Columns, *ACI Structural Journal*, 94(4), 421-431.

Shin, J. H., Ha, G. J., An, J. S., and Ju, J. J. (1999), Improvement and Evaluation for Seismic Resistant Capacity of Reinforced Concrete Shear Wall with Connection Types and Diagonal Reinforcement, *Journal of The Korea Institute for Structural Maintenance and Inspection*, 3(3), 139-147.

Sinan, A., Yagmur, K., and Mehmet, B. (2013), Strengthening of RC Walls Using Externally Bonding of Steel Strips, *Engineering Structures*, 49, 686-695.

Yang, K. H., Mun, J. H., Cho, M. S., and Kang, Thomas H. K. (2014), Stress-Strain Model for Various Unconfined Concretes In Compression, *ACI Structural Journal*, 111(4), 819-826.

Received : 07/24/2017

Revised : 12/01/2017

Accepted : 12/08/2017

요 지 : 이 연구에서는 연성중심의 보강을 위하여 벽체의 양단부에서 경계요소를 형성하는 내진 보강공법이 적용된 벽체의 반복 휨 거동을 평가하였다. 벽체 경계요소에서 구속효과를 위한 횡보강은 프리스트레스트 와이어로프를 사용하였다. 주요 변수는 제시된 단면 확대공법의 보강 높이로 하였다. 최소 보강 높이는 보강 벽체와 기존 벽체의 모멘트 분포의 비교로부터 결정하였다. 실험결과, 제시된 보강방법은 벽체의 휨 강성 및 연성향상에 매우 효율적이었는데, 최대내력 시 강성과 최대내력의 80%지점에서 산정한 일손상지수는 무보강 벽체에 비해 각각 평균 46%와 210% 증가하였다. 보강높이가 벽체의 일손상지수 증가에 미치는 영향은 보강높이가 $2.0l_w$ 이상일 때 중요하지 않았다. 보강된 벽체의 휨 내력은 ACI 318-14에서 제안하는 등가응력블록을 통한 예측 값보다 22% 이상 높았다.

핵심용어 : 벽체, 내진보강, 보강 단면, 경계요소, 와이어로프
