

강판채움벽을 갖는 RC 골조에 대한 반복가력 실험

Cyclic Test for RC Frame with Infilled Steel Plate

최 인 락¹⁾ · 박 홍 근²⁾
Choi, In Rak · Park, Hong Gun

요 약 : 철근콘크리트 골조에 얇은 강판채움벽을 접합한 합성벽의 내진 성능을 연구하기 위한 실험을 실시하였다. 실험체로서 얇은 채움강판을 사용한 3층 합성벽을 사용하였다. 주요 실험 변수는 기둥의 철근비와 채움벽의 개구부이다. 비교를 위하여 철근콘크리트 채움벽과 철근콘크리트 골조에 대한 실험을 실시하였다. 강판채움벽을 갖는 합성벽 실험체는 철근콘크리트 채움벽과 동일한 하중재하능력을 나타내면서도 변형능력이 크게 향상되었다. 또한 철골 골조를 사용한 강판벽 시스템과 마찬가지로 우수한 강도, 큰 변형능력 및 에너지소산 능력을 나타냈다. RC 골조에 대한 강판채움벽의 보강효과로 기둥-보 접합부의 전단균열과 손상을 방지할 수 있었다. 스트립 모델을 사용한 해석 연구를 통하여 합성벽 실험체의 강성 및 강도를 예측하였으며, 해석결과를 실험결과와 비교했다.

ABSTRACT : An experimental study was performed to investigate the cyclic behavior of the reinforced concrete frame with infilled steel plate. For this purpose, three-story compositewalls using infilled steel plates (RCSPW) were tested. The parameters for this test were the reinforcement ratio of the column and opening in the infilled steel plate. A reinforced concrete infilled wall (RCIW) and a reinforced concrete frame (RCF) were also tested for comparison. The deformation capacity of the RCSPW specimen was significantly greater than that of the RCIW specimen, although the two specimens exhibited the same load-carrying capacity. Like the steel plate walls with the steel boundary frame, RCSPW specimens showed excellent strength, deformation capacity, and energy dissipation capacity. Furthermore, by using infilled steel plates, shear cracking and failure of the column-beam joint were prevented. By using a strip model, the stiffness and strength of the RCSPW specimens were predicted. The results were compared with the test results.

핵심용어 : 강판; 전단벽; 철근콘크리트; 골조; 반복가력 실험

KEYWORDS : Steel plates; Shear walls; Reinforced concrete; Frames; Cyclic tests

1. 서론

대부분의 고층 건물에서는 주요한 횡력저항 시스템으로서 철근콘크리트벽 또는 철골가새 골조가 주로 사용되고 있다. 그러나 최근에는 기존방법의 대안으로서 강판벽시스템이 연구되고 있다.

강판벽 시스템은 외부 골조에 웨브강판을 용접하거나 볼트로 접합한 횡력 저항 구조시스템으로서, 최근에는 시공성과 경제성을 위하여 보강판을 사용하지 않는 얇은 강판을 사용하는 강판벽이 연구되고 있다.(Thorburn et al.(1983); Caccese et al.(1993); Driver et al.(1997); Elgaaly(1998); Lubell et al. (2000); Berman and Bruneau(2003), Park et al.(2007)) 이 강판벽 시스템은 얇은 웨브강판을 사용함으

로써 콘크리트 전단벽에 비하여 벽의 두께를 크게 줄일 수 있으므로 유효 건축면적을 증가시킬 수 있으며, 건물의 자중이 감소하여 지진하중을 줄이고 기초를 경량화 할 수 있다. 또한 건식 조립식 구조로서 공기단축이 가능하며, 기존건축물의 리모델링을 위한 구조변경에 유리하다.

얇은 웨브강판을 사용한 강판벽 시스템은 내진성능면에서도 철근콘크리트벽보다 우수한 성능을 나타낼 수 있다. 일반적인 철근콘크리트 벽은 그림 1(b)에 나타난 바와 같이 캔틸레버 휨작용에 의하여 벽하부 소성힌지에서 비탄성 변형이 집중되며, 이러한 경우 벽체의 변형이 하나의 소성힌지의 비탄성 변형에 의하여 지배를 받으므로 벽체의 비탄성 변형능력이 크게 증가하지 않는다. 이와 달리 얇은 웨브강판을 이용한 강판벽 시스템은 그림 1(a)와 같이 전단항복에 의하여 웨브강판

1) 서울대학교 건축학과 박사과정(inrak78@snu.ac.kr)

2) 교신저자. 서울대학교 건축학과 교수

(Tel. 02-880-7055, Fax. 02-871-5512, E-mail: parkhg@snu.ac.kr)

본 논문에 대한 토의를 2009년 10월 31일까지 학회로 보내주시면 토의 회답을 게재하겠습니다.

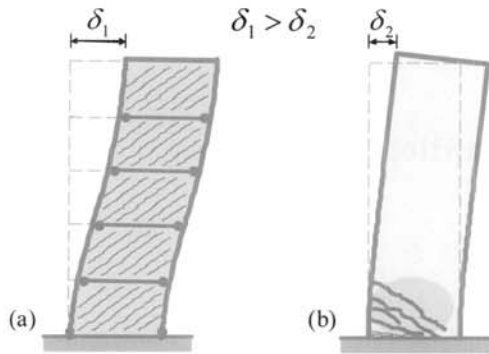


그림 1. 비탄성변형모드의 비교: (a) 강판벽 시스템의 전단소성모드
(b) 철근콘크리트벽의 캔틸레버변형모드

의 연성거동을 유도할 수 있다. 이러한 경우에는, 웨브강판의 전단항복을 건물높이에 걸쳐 고르게 분포하도록 설계할 수 있으며, 이러한 전단항복 강판벽시스템은 매우 큰 변형능력과 연성도를 나타낼 수 있다.

이러한 강판벽의 거동을 응용하여 철근콘크리트 골조에 얇은 강판채움벽을 사용하면 강판벽과 마찬가지로 전단항복에 의한 큰 연성도를 나타내는 우수한 내진구조로 활용할 수 있을 것으로 기대된다. 이러한 강판채움벽은 신축구조물의 설계 뿐만아니라 기존 철근콘크리트구조물의 보강에도 활용할 수 있으며, 이에 대한 실험적 검증이 필요하다.

본 연구에서는 철근콘크리트 골조에 얇은 강판채움벽을 사용한 합성벽 시스템의 내진성능을 연구하기 위하여 실험연구를 실시하였다.

2. 실험체 및 실험 방법

실험체로서 철근콘크리트 골조에 얇은 강판채움벽을 사용한

3층 프로토타입 합성벽을 1/3 축소모델로 제작하였다. 실험체 구성은 표 1에 요약되어 있으며, 실험체 배근 상세는 그림 2에 나타나 있다. RCSPW1과 2는 합성벽 실험체이며, 개구부의 영향을 연구하기 위하여 합성병렬벽 RCSPW3를 실험하였다. 또한 합성벽의 구조성능을 비교하기 위하여 철근 콘크리트 채움벽 RCIW와 철근콘크리트 골조 RCF의 실험을 실시하였다. RCIW 실험체는 기존 실험체인 RCSPW1과 유사한 강도를 갖도록 설계하였으며, ACI 설계기준(ACI 318-05)에 따라 특수철근콘크리트 구조벽(Special reinforced concrete structural wall)으로 설계하였다. RCF 실험체는 RCSPW1의 골조와 동일하게 설계하였으며, 모든 실험체의 골조는 특수모멘트 골조(Special moment frame)로 설계하였다.

기준 실험체인 RCSPW1(그림 2(a))에서는 기둥의 주철근 비로서 3.7%를 사용하였으며, RCSPW2 실험체에서는 기둥의 주철근비가 5.1%이었다. 두 실험체 모두 SS400(설계기준항복강도 $F_y = 240\text{MPa}$) 2mm 두께의 강판을 사용했고, 강판의 형상비(l_p/h_p)는 1.5이었다. ($l_p = 1500\text{mm}$, $h_p = 1000\text{mm}$, 여기서 $l_p =$ 강판의 너비, $h_p =$ 강판의 높이) 합성벽 실험체에서 사용한 강판은 Park et al.(2007)의 SC2T 실험체에 사용한 강판과 두께 및 형상비가 동일하다.

RCSPW3 실험체는 그림 2(b)와 같이 강판채움벽의 중앙에 600mm 너비의 개구부가 위치하고 있어서 연결보로서 두 개의 강판벽이 연결되었다. 경제성을 위하여 개구부 주위에는 별도의 기둥을 설치하지 않았으며, 강판 개구부 보강을 위하여 두께 = 12mm, 너비 = 100mm 플레이트를 웨브강판 모서리에 용접하였다.(그림 2(d)) 강판은 SS400 4mm 두께를 사용하였다.

표 1. 실험체 구성 및 재료강도

		RCSPW1 (강판합성벽)	RCSPW2 (강판합성벽)	RCSPW3 (강판합성 병렬벽)	RCIW (RC벽)	RCF (RC골조)	
콘크리트 압축강도 (MPa)		26.4	26.4	26.4	32.1	26.4	
채움벽	강판	두께 (mm)	2	2	4	-	-
		항복강도 (MPa)	302	302	300	-	-
	수직철근 ¹⁾	철근비 (%)	-	-	-	0.65	-
	수평철근 ¹⁾	철근비 (%)	-	-	-	0.43	-
기둥	주철근	단면적 (mm ²)	3336 ²⁾	4596 ³⁾	3336 ²⁾	3097 ⁴⁾	3336 ²⁾
		철근비 (%)	3.7	5.1	3.7	3.4	3.7
보	주철근	단면적 (mm ²)	794 ⁵⁾	794 ⁵⁾	794 ⁵⁾	794 ⁵⁾	794 ⁵⁾
		철근비 (%)	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3

1) D10 ($A_b = 71.3\text{mm}^2$, $f_y = 486\text{MPa}$)

2) 6 - D22 ($A_b = 387.1\text{mm}^2$, $f_y = 430\text{MPa}$) and 2 - D25 ($A_b = 506.7\text{mm}^2$, $f_y = 443\text{MPa}$)

3) 4 - D25 ($A_b = 506.7\text{mm}^2$, $f_y = 443\text{MPa}$) and 4 - D29 ($A_b = 642.4\text{mm}^2$, $f_y = 486\text{MPa}$)

4) 8 - D22 ($A_b = 387.1\text{mm}^2$, $f_y = 430\text{MPa}$)

5) 4 - D16 ($A_b = 198.6\text{mm}^2$, $f_y = 471\text{MPa}$)

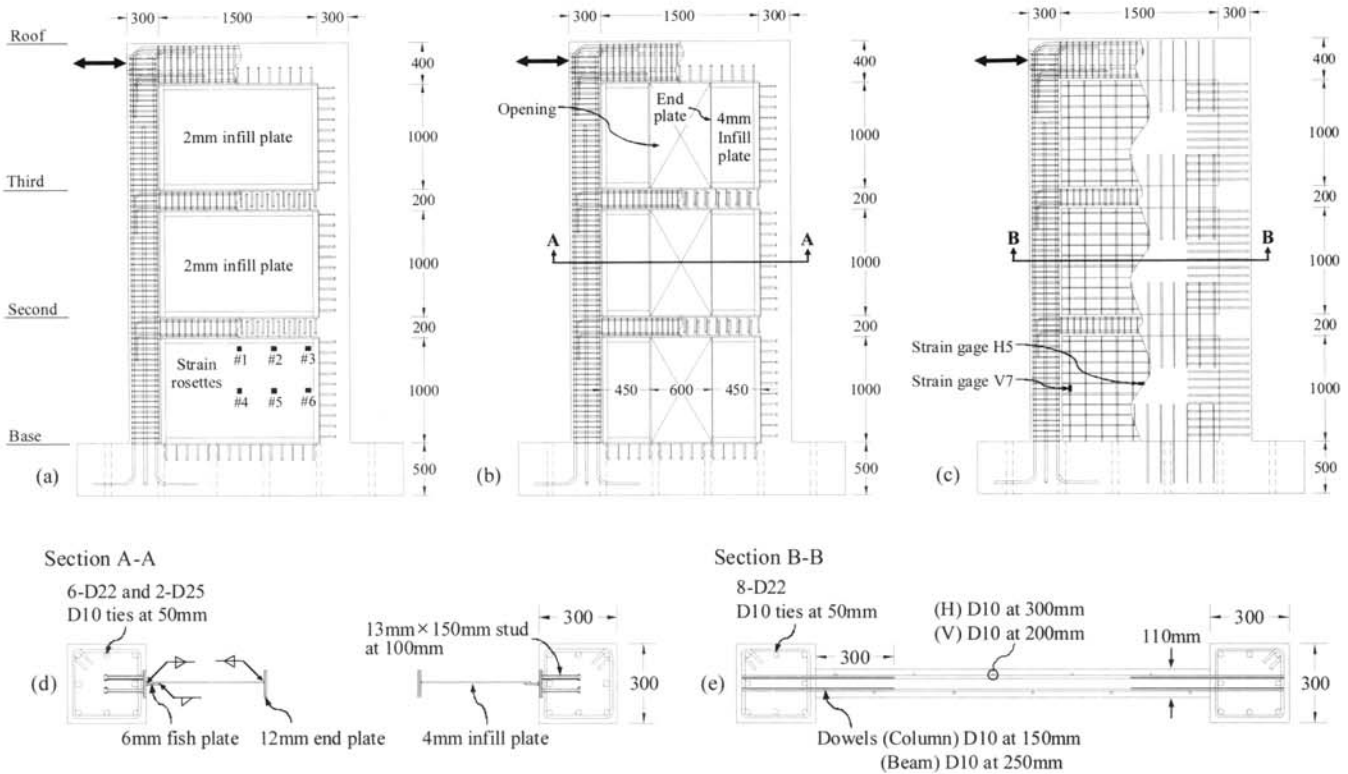


그림 2. 실험체 배근 상세 (단위: mm): (a) RCSPW1 (b) RCSPW3 (c) RCIW
(d) Section A-A (RCSPW3) (e) Section B-B (RCIW)

모든 실험체에 사용된 골조의 배근 상세는 그림 2에 나타나 있다. 기둥은 300 × 300mm 단면을 사용했으며, 보는 300 × 200mm, 최상부 보는 300 × 400mm 단면을 사용했다. 강판의 전단항복에 의한 변형모드가 발생하도록 강판의 인장응력장작용에 의하여 발생하는 축력, 휨모멘트, 전단력을 저항하도록 기둥을 설계하였다. 기둥에 발생하는 주요한 축력, 휨모멘트와 전단력은 강판의 인장응력장작용에 의한 등분포인장력에 의하여 발생한다. Park et al.(2007)에 따라서 축력, 휨모멘트와 전단력은 다음과 같이 계산할 수 있다.

$$P_u = n_s h_s R_y f_{yp} t \sin \alpha \cos \alpha \quad (1)$$

$$M_u = \frac{1}{12} R_y f_{yp} t h_s^2 \sin^2 \alpha \quad (2)$$

$$V_u = \frac{1}{2} R_y f_{yp} t h_s \sin^2 \alpha \quad (3)$$

여기서, n_s = 층수, h_s = 층고, R_y = 강판의 초과강도계수(= 1.3), f_{yp} = 강판의 항복강도, t = 강판의 두께, α = 인장응력장의 각도로서 근사적으로 45°이다.

이질재료인 채움강판과 철근콘크리트 골조 사이의 하중 전달을 위하여 그림 2(d)와 같이 인장연결재를 기둥에 삽입하였다. 이 연결재는 직경 = 13mm, 길이 150mm의 스티드

를 2열로 두께 = 12mm, 너비 = 100mm 띠강판에 100mm 간격으로 용접하여 제작했다. 채움강판의 연결을 위해 6mm 두께의 피쉬플레이트(fish plate)를 띠강판에 용접하였으며, 채움강판은 피쉬플레이트에 모살용접을 했다.(그림 2(d))

RCIW 실험체에는 두께 110mm의 철근콘크리트 채움벽을 사용하였다. 이 채움벽에는 D10 철근을 수직과 수평방향으

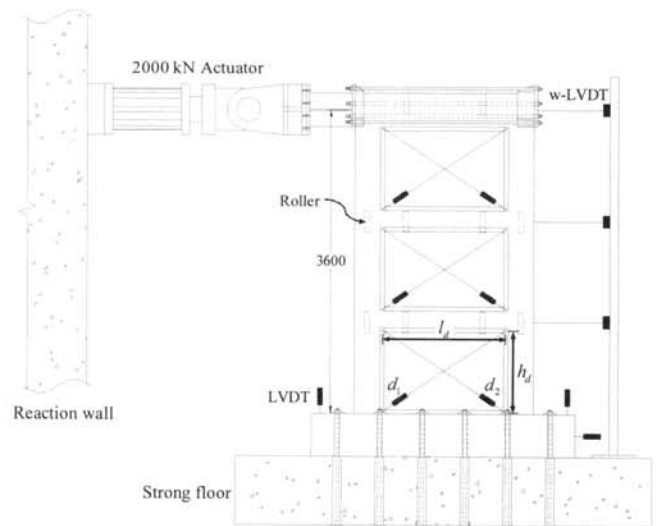


그림 3. 실험체 셋팅 및 변위 측정 위치

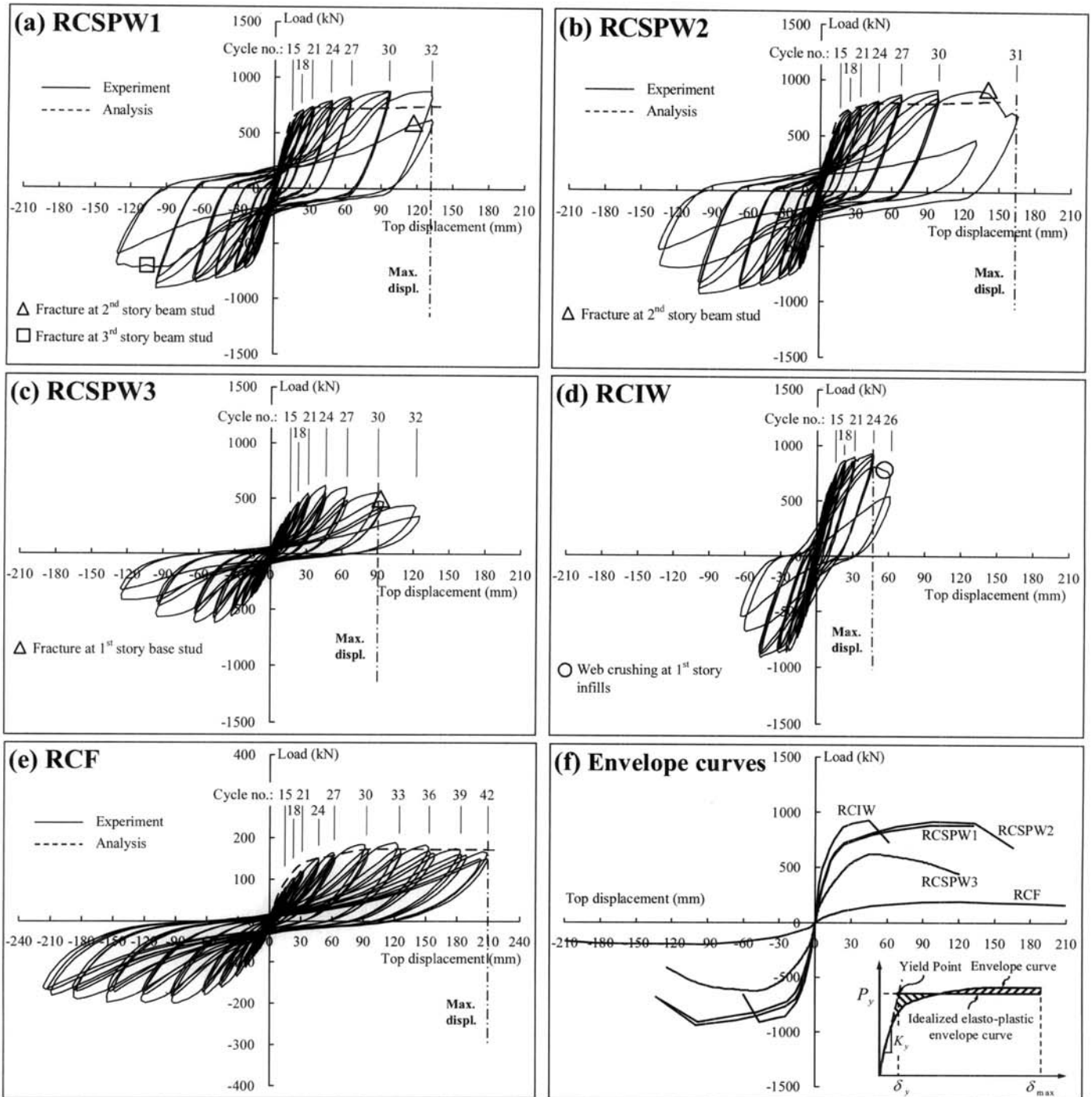


그림 4. 실험체의 하중-3층변위 곡선

로 2단 배근하였으며, 수직과 수평방향 철근비는 각각 0.65, 0.43%이다.(표 1) 채움벽과 골조와의 하중 전달을 위해 직경 10mm 다우얼 철근을 기둥과 보에 각각 150mm와 250mm 간격으로 2열 배근했다. RCIW 실험체의 접합 상세는 그림 2(e)와 같다.

실험체 제작에 사용된 콘크리트 압축강도 및 인장시편 실험 결과는 표 1에 나타냈다. 강판과 철근의 설계기준항복강도는 각각 240MPa과 400MPa이며, 재료 실험결과 강판과 철근

모두 설계기준항복강도를 크게 초과하는 결과를 나타냈다.

실험체 셋팅 및 변위 측정 위치는 그림 3과 같다. 실험체의 최상부보에서 횡하중을 가하였으며, 연직하중은 가하지 않았다. 실험체의 면외방향 변형을 방지하기 위하여 2층과 3층, 최상부보를 횡지지 하였다. 1층과 2층, 3층의 횡변위를 측정하기 위하여 줄변위계(w-LVDT)를 설치하였고, 대각변위를 측정하기 위하여 각층에 2개의 변위계(LVDT)를 설치하였다.

실험은 변위제어 방식으로 진행되었으며 모든 실험체에 대

해 동일한 변위이력을 가하였다. 실험체들의 항복변위(δ_y)는 평균 15mm(3층 변위기준)인 것으로 가정하였다. 실험체 가력계획은 항복변위인 δ_y 를 기준으로 $\pm 0.2\delta_y, 0.4\delta_y, 0.6\delta_y, 0.8\delta_y, \delta_y, 1.5\delta_y, 2\delta_y, 3\delta_y, 4\delta_y, 6\delta_y, 8\delta_y$ 를 목표변위로 계획하고 동일한 변위에 대하여 3회 반복 가력 하였다.

3. 실험결과

3.1 하중 - 변위 관계

각 실험체의 하중-지붕층변위 관계는 그림 4에 나타나 있으며, 그림 4(f)는 각 실험체의 하중-변위관계의 포락곡선(envelope curve)을 비교하고 있다.

각 실험체별 최대하중, 최대변위, 항복점은 표 2에 요약되어 있다. 최대 변위점은 하중이 최대 하중의 80% 이하로 감소되는 점으로 정의했다. 항복점(δ_y, P_y)은 실험체의 포락곡선(envelope curve)으로 둘러싸인 부분의 면적과 이상화된 탄소성곡선(idealized elasto-plastic curve)으로 둘러싸인 부분의 면적이 같도록 등가에너지 방법(equal-energy method)으로 정의했다.(그림 4(f))

그림 4에 나타난 바와 같이 합성벽 RCSPW1과 RCSPW2 실험체는 우수한 강도와 큰 변형능력을 나타냈다. RCSPW2 실험체는 RCSPW1 실험체보다 1.4배 많은 철근을 기둥에 배근하였지만 하중재하능력이 강판의 항복에 의한 인장응력장 형성에 의하여 결정되었기 때문에 하중재하능력에는 큰

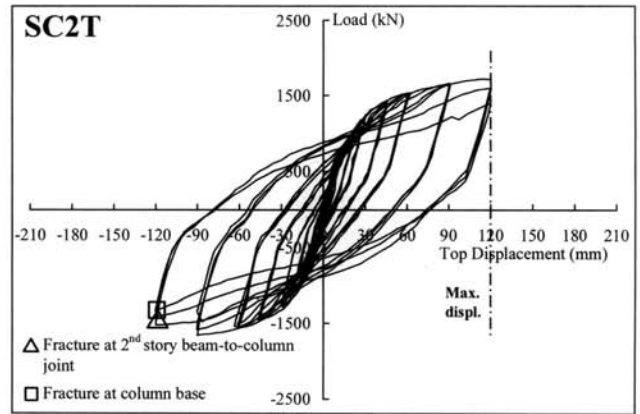


그림 5. SC2T 실험체 하중-3층변위 곡선(Park et al. 2007)

차이가 없었으며 변형능력에서도 큰 차이를 나타내지 않았다. 철근콘크리트 채움벽 실험체인 RCIW(그림 4(d))와 비교하면, 강판 합성벽들은 동일한 하중재하능력을 나타내면서도 변형능력은 2.6배 향상되었다. 철근콘크리트 골조 실험체인 RCF(그림 4(e))와 비교하면 하중재하능력은 5배 증가되었으며, 변형능력은 70% 수준이었다.

그림 5는 H-250×250×20×20 단면의 강재기둥(SM490 강재, 설계기준항복강도 $F_y = 330$ MPa, 단면적 $A_s = 8932$ mm²)과 2mm 두께의 강판(SS400 강재)을 사용한 Park et al.(2007)의 강판벽 SC2T 실험체의 실험결과를 보여주고 있다. 그림 4(b)와 그림 5를 비교하면 채움강판의 형상비와 두께는 동일하지만 기둥의 인장강도가 작은 RCSPW1 실험체의 강도가 SC2T 실험체보다 작았으며, 인

표 2. 실험결과

실험체	최대 하중						최대 변위					
	정방향(+)			부방향(-)			정방향(+)			부방향(-)		
	P_{max} (kN)	δ (mm)	층간변위각 (%)	P_{max} (kN)	δ (mm)	층간변위각 (%)	P (kN)	δ_{max} (mm)	층간변위각 (%)	P (kN)	δ_{max} (mm)	층간변위각 (%)
RCSPW1	886	95.6	2.7	-911	-98.1	2.7	882	131.6	3.7	-703	-130.4	3.6
RCSPW2	914	98.2	2.7	-940	-100	2.7	684	165.3	4.6	-683	-133.2	3.7
RCSPW3	618	45.7	1.3	-624	-46.1	1.3	531	90.1	2.5	-538	-95.6	2.5
RCIW	912	45.4	1.3	-913	-46.1	1.3	912	45.4	1.3	-913	-46.1	1.3
RCF	190	121.1	3.4	-200	-93.2	2.6	164	209.1	5.8	-181	-208.3	5.8

실험체	항복점								P_{max}/P_y		δ_{max}/δ_y (연성도)	
	정방향(+)				부방향(-)				정방향	부방향	정방향	부방향
	P_y (kN)	δ_y (mm)	층간변위각 (%)	k_y^1 (kN/mm)	P_y (kN)	δ_y (mm)	층간변위각 (%)	k_y^1 (kN/mm)				
RCSPW1	808	15.3	0.4	53	-816	-14.5	0.4	56	1.1	1.1	8.6	9.0
RCSPW2	837	15.1	0.4	55	-850	-13.9	0.4	61	1.1	1.1	11.0	9.6
RCSPW3	547	16.9	0.5	32	-559	-14.8	0.4	38	1.1	1.1	5.3	6.5
RCIW	843	10.4	0.3	81	-839	-12.1	0.3	69	1.1	1.1	4.4	3.8
RCF	169	28.1	0.8	6	-181	-25.2	0.7	7	1.1	1.1	7.4	8.3

1) 탄성강성 $k_y = P_y/\delta_y$

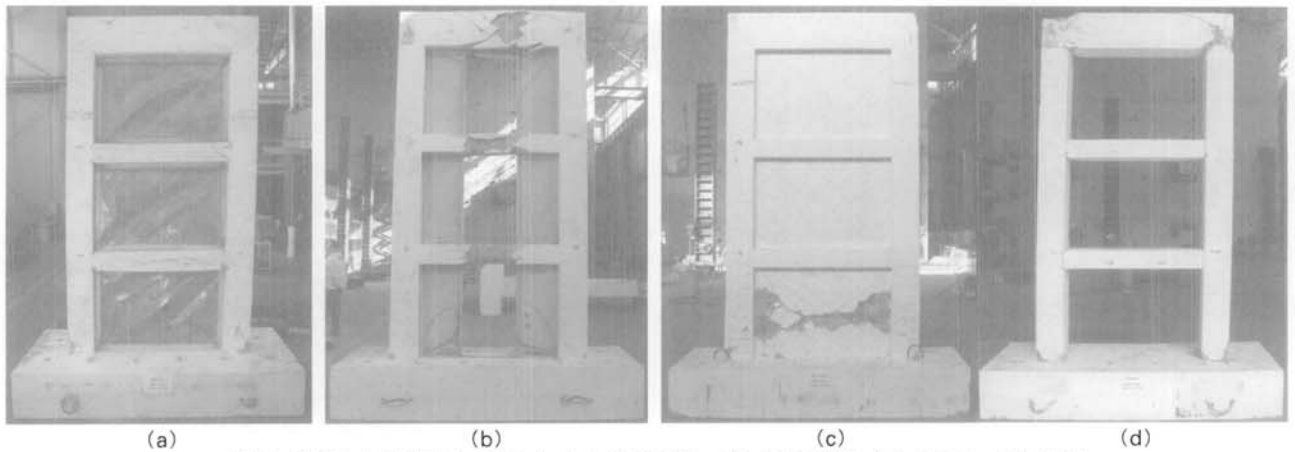


그림 6. 실험후의 실험체의 손상형태: (a) RCSPW1 (b) RCSPW3 (c) RCIW (d) RCF

장균열로 인한 외부 철근콘크리트골조의 강성 감소로 이력곡선 상에서 핀칭(pinching) 현상이 나타났다. 그러나 두 실험체의 최대변형량은 큰 차이가 없었다. 이 결과는 철골 골조뿐만 아니라 철근콘크리트 골조에 대해서도 얇은 강판을 사용하는 강판채움벽 시스템을 적용할 수 있음을 나타낸다.

중앙개구부가 있는 연결강판벽 RCSPW3는 RCSPW1에 비해 낮은 초기 강성 및 강도를 보였다. 종국적으로 철근콘크리트 연결보에 소성변형이 집중되어 파괴가 발생하였다.(그림 4(c))

그림 4(d)와 (e)는 철근콘크리트 채움벽(RCIW)과 철근콘크리트 골조(RCF)의 실험결과를 보여주고 있다. RCIW 실험체는 우수한 강도와 초기 강성을 나타냈으나, 웹 콘크리트 압괴(web crushing)로 RC 골조 강판벽에 비해 매우 떨어지는 변형능력을 나타냈다. RCF 실험체는 큰 변형능력을 나타내기는 하였으나 강성과 강도는 매우 작았으며, 최상부 보-기둥 접합부의 전단변형으로 이력곡선 상에서 핀칭 현상이 크게 나타났다.

3.2 파괴 메커니즘

합성벽 RCSPW1과 2 실험체는 인장응력장 작용에 의한 강판의 항복이 선행되어 하중이 재분배되었으며, 이후 외부 골조의 소성 변형이 진행되었다.(그림 6(a))

RCSPW1 실험체는 1층 기둥 하부와 2, 3층 보의 양단에서 소성힌지가 발생하였으며, 모든 층의 채움강판에서 인장응력장이 형성되었다. 60mm 변위(1.7% drift)에서 1층 기둥에서 기둥에 매입한 인장연결재의 스테드 머리가 위치한 곳에서 수직방향 균열이 발생했다.(그림 7) 90mm 변위(2.5% drift)에서 2층 기둥에서도 수직방향 균열이 발생했다. 120mm 변위(3.3% drift)에서 2층과 3층 보에 수평방향 균열이 발생했으며, 2층과 3층 채움강판 하부에 매입한 인장연결재의 스테드 용접면이 파괴되어 실험체의 강도가 저하되었다. 실험 종료 후 측정된 채움강판의 최대 면외방향 변위는 1층과 2층, 3층에서 각각 74mm, 90mm 62mm 였다.

RCSPW2 실험체는 RCSPW1 실험체와 마찬가지로 1층 기둥 하부와 2, 3층 보의 양단에서 소성힌지가 발생하였으

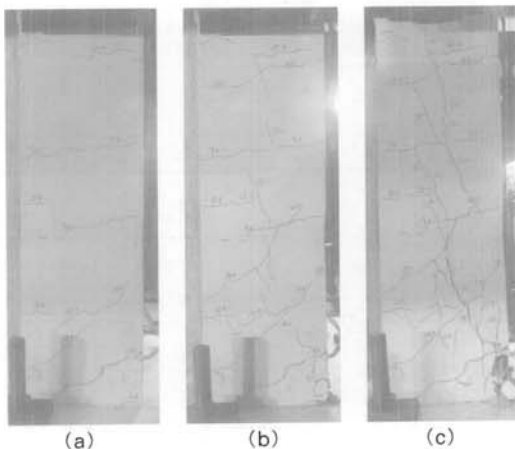


그림 7. 변위별 기둥 손상(RCSPW1): (a) $\delta = 15\text{mm}$
(b) $\delta = 60\text{mm}$ (c) $\delta = 90\text{mm}$

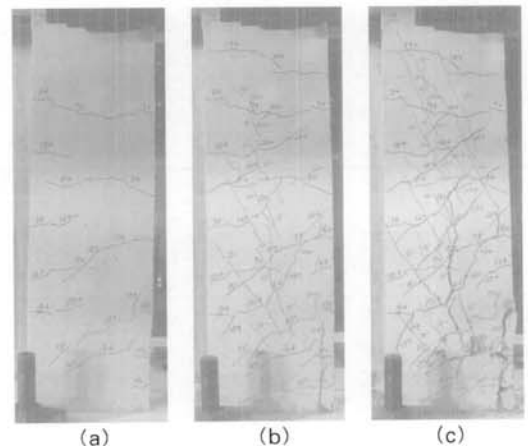


그림 8. 변위별 기둥 손상(RCSPW2): (a) $\delta = 15\text{mm}$
(b) $\delta = 60\text{mm}$ (c) $\delta = 90\text{mm}$

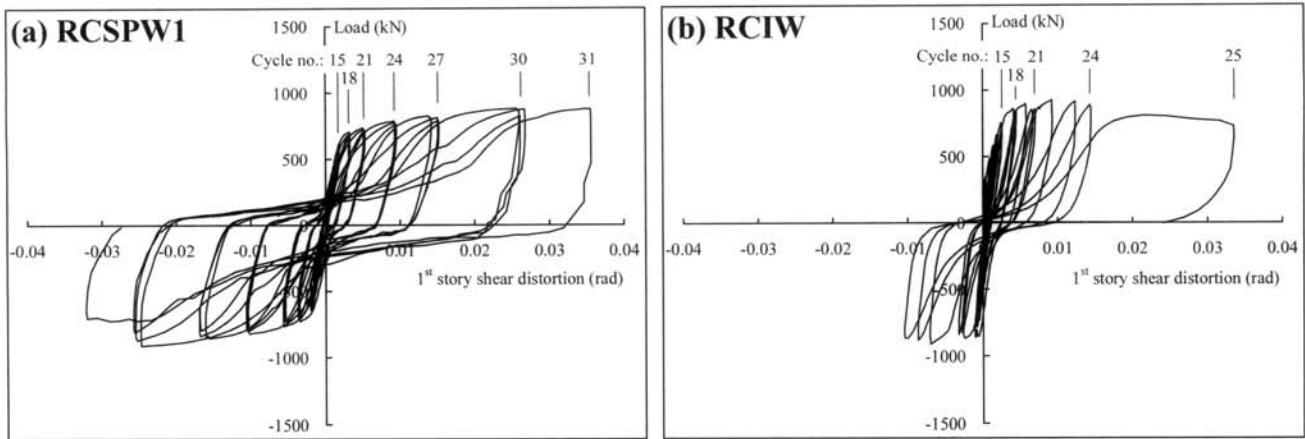


그림 9. 1층 평균 전단변형 비교

며, 모든 층의 채움강판에서 인장응력장이 형성되었다. 변위 별 기둥과 보의 균열양상은 RCSPW1과 유사했다. 45mm 변위(1.3% drift)에서 1층 기둥에서 기둥에 매립한 인장연결재의 스티드 머리가 위치한 곳에서 수직방향 균열이 발생했으며, 60mm 변위(1.7% drift)에서 2층 기둥에서도 수직방향 균열이 발생했다.(그림 8) 120mm 변위(3.3% drift)에서 2층과 3층 보에 수평방향 균열이 발생했고, 140mm 변위(3.9% drift)에서 1층 채움강판 상부에 매립한 인장연결재의 스티드 용접면이 파괴되어 실험체의 강도가 저하되었다. 실험 종료 후 측정된 채움강판의 국부좌굴에 의한 최대면외방향 변위는 1층과 2층, 3층에서 각각 102mm, 87mm, 53mm 였다.

중앙부개구부가 있는 연결강판벽 RCSPW3 실험체는 30mm 변위(0.8% drift)에서 2층과 3층 연결보에서 대각방향 균열이 발생하여 손상이 집중되었다. 90mm 변위(2.5% drift)에서 1층 강판 단부 보강 플레이트 하부의 용접면이 파괴되었다.(그림 6(b))

철근콘크리트 채움벽 RCIW 실험체는 강판 채움벽과 달리 파괴가 1층 벽체에 집중되었다.(그림 6(c)) 60mm 변위(1.7% drift)에서 1층 웹 콘크리트의 압괴(web crushing)에 의하여 실험체의 강도가 급격히 저하되었다.

철근콘크리트 골조 RCF 실험체는 보의 양 단부 및 최상층 기둥 상부와 최하층 기둥 하부에서 소성힌지가 발생했다. 최상부 보-기둥 접합부의 전단변형에 의해 파괴되었다.(그림 6(d))

3.3 채움벽의 전단변형

실험체의 평균 전단변형을 측정하기위해 그림 3과 같이 각 층에 2개의 변위계(LVDT)를 설치하여 대각변위를 측정했다. 각 층의 평균 전단변형은 측정된 대각변위를 이용하여 식

(4)와 같이 계산할 수 있다.

$$\gamma_{avg} = \frac{\sqrt{h_d^2 + l_d^2} (d_1 - d_2)}{2 h_d l_d} \quad (4)$$

여기서, h_d, l_d = 계측위치의 수직, 수평방향 길이, d_1, d_2 = 측정된 대각변위.

그림 9는 서로 유사한 강도를 갖도록 설계한 합성벽 RCSPW1 실험체와 철근콘크리트 채움벽 RCIW 실험체의 하중과 1층 평균 전단변형 관계를 나타낸다. 두 실험체 모두 펀칭 현상이 나타났지만, RCIW 실험체에서 펀칭 현상이 더욱 두드러졌다. RCIW 실험체는 21 사이클 (0.8% drift) 이후 1층 전단변형이 큰 폭으로 증가했으며, 부방향의 전단변형보다 정방향의 전단변형이 큰 비대칭적인 형태를 보였다.

그림 10은 동일한 골조를 사용한 RCSPW1 실험체와 RCF 실험체의 1층과 3층의 변위별 최대 전단변형을 층간변위각에 따라 나타낸 것이다. 여기서, 점선은 각 실험체별 1층 전단변형, 실선은 3층 전단변형을 나타낸다. 1층 전단변

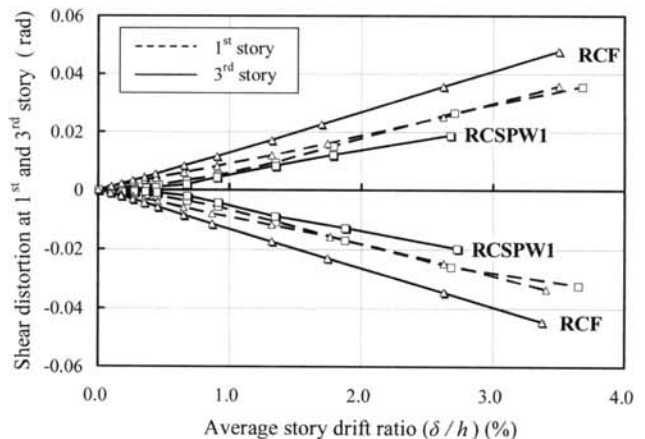


그림 10. 전단변형과 층간변위각의 관계

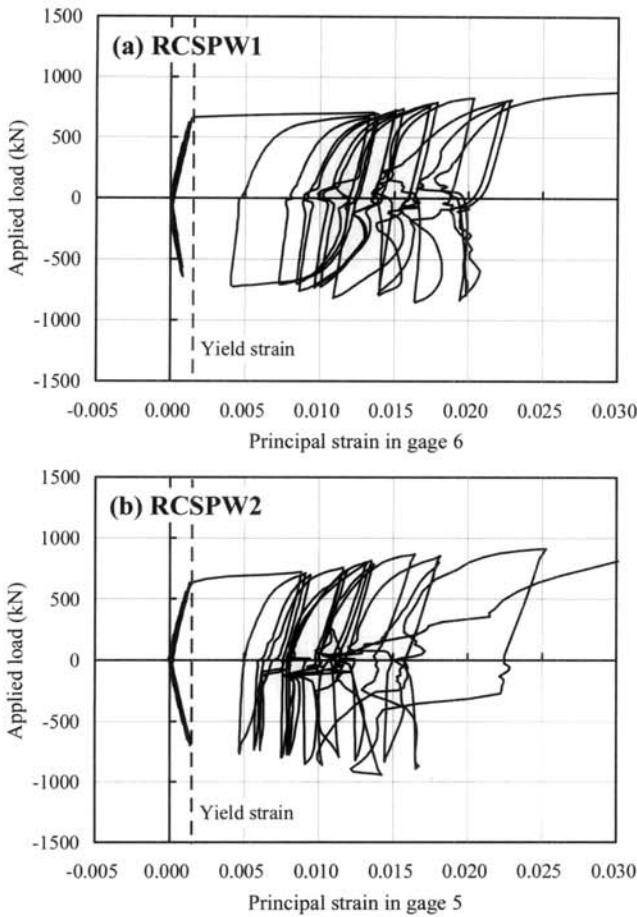


그림 11. 1층 채움강판의 하중-주변형률(Principal strain) 관계

형은 두 실험체 모두 유사한 값을 나타냈지만, 3층 전단변형은 보-기둥 접합부의 손상으로 인하여 RCF 실험체가 약 2배 큰 전단변형을 나타냈다. RCSPW1 실험체에서는 강판채움벽으로 인하여 기둥-보 접합부의 손상이 발생하지 않았으며 3층에서 1층보다 다소 작은 전단변형을 나타냈다.

3.4 강판과 철근의 변형률

합성벽인 강판채움벽과 철근콘크리트 채움벽의 거동 특성을 비교하기 위하여 횡력을 전담하는 채움벽의 강판과 철근 변형율을 비교했다. 변형률은 1층에서 측정했으며, 게이지 위치는 그림 2(a)와 (c)에 나타냈다.

그림 11은 RCSPW1과 RCSPW2 실험체 웨브강판의 주변형률(Principal strain)을 나타낸다. 하중이 증가하면서 압축방향에서 국부좌굴이 발생하였으며, 두 실험체 모두 16사이클(0.6% drift)에서 변형률이 급격히 증가하면서 강판이 인장방향으로 항복하였다.

측정한 주변형률의 방향은 인장응력장 방향을 나타내며, 실험결과 항복변위에서 수직방향에 대하여 대략적으로 40°에서 45° 사이의 값을 나타냈다. 인장응력장방향은 Timler and

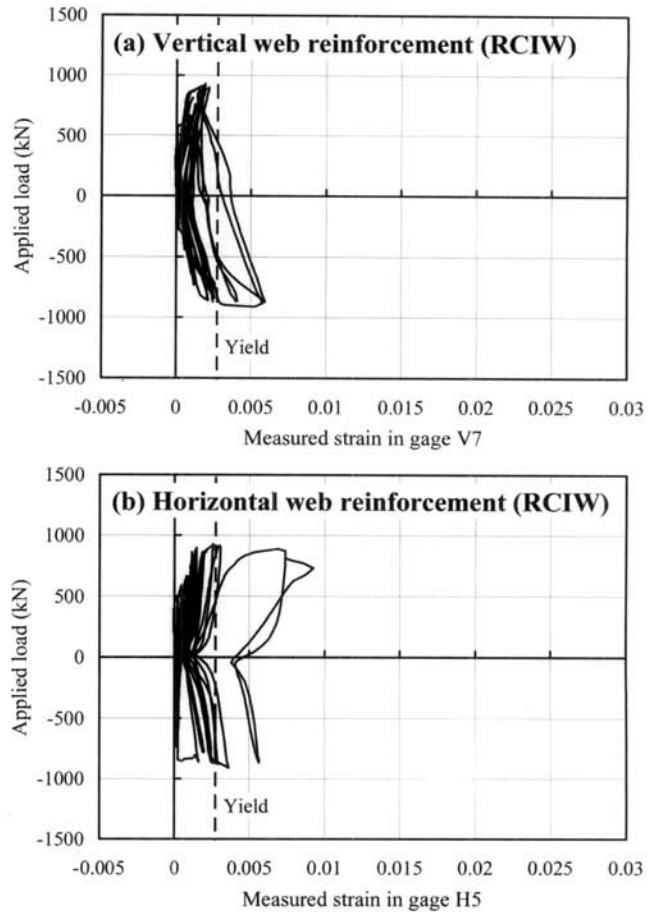


그림 12. 1층 콘크리트 채움벽의 수직, 수평방향 철근변형률(RCIW) 관계

Kulak(1983)이 강판벽에 대하여 제시한 식(5)를 이용하여 예측할 수 있다.

$$\alpha = \tan^{-1} \sqrt{\left(1 + \frac{ntl}{2A_c}\right) \left[1 + nth_s \left(\frac{1}{A_b} + \frac{h_s^3}{360I_c l}\right)\right]^{-1}} \quad (5)$$

여기서, h_s = 층고, l = 기둥 중심간 간격, n = 탄성계수비(E_s/E_c), E_s = 강재 탄성계수, E_c = 콘크리트 탄성계수, t = 강판의 두께, A_b = 보의 단면적, A_c = 기둥 단면적, I_c = 기둥의 단면2차모멘트. 식(5)에서, 콘크리트 보와 기둥의 단면적과 기둥의 단면2차모멘트를 탄성계수비로 나눈 유효값을 사용하였다. 식(5)를 사용하여 계산된 주변형의 각도는 43°로 실험결과를 비교적 정확히 예측하였다.

그림 12는 채움벽에 위치한 철근의 변형률 곡선을 나타낸다. 강판채움벽과는 달리 수직 수평방향 철근 모두 인장 변형률이 크지 않았으며, 이는 웨브 콘크리트의 조기 압괴에 의하여 콘크리트 채움벽이 파괴되었기 때문이다.

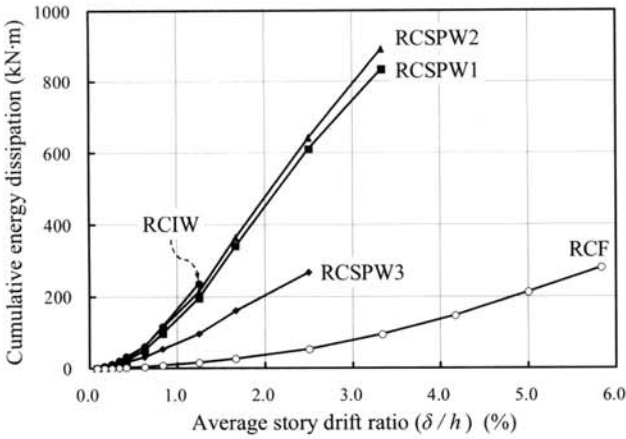


그림 13. 누적 에너지소산량 비교

3.5 에너지 소산

그림 13은 각 실험체의 누적 에너지소산량을 나타낸다. 에너지소산량은 그림 4의 실험체별 하중-지붕변위 곡선에서 이력곡선 내부의 면적으로 계산하였다. 합성벽 실험체들은 철근 콘크리트 채움벽(RCIW)이나 철근콘크리트 골조(RCF)에 비해 큰 에너지 소산능력을 보였다. RCSPW2 실험체는 RCSPW1 실험체 보다 기둥의 철근비가 증가하여 RCSPW1 실험체보다 에너지 소산량이 증가하였다. RCSPW3 실험체는 웨브강판의 중앙에 개구부가 위치하고 연결보에 변형이 집중되어 RCSPW1 실험체보다 상당히 낮은 에너지 소산능력을 보였다. 층별 에너지 소산량을 비교해 보면 90mm 변위(2.5% drift)에서 RCSPW1 실험체의 경우에는 1 : 1.03 : 0.85의 비율을 보였으며, RCSPW2 실험체의 경우에는 1 : 0.91 : 0.87의 비율로 층별로 거의 비슷한 에너지 소산을 나타냈다. 이는 소성변형이 전 층에 고르게 분포하였다는 것을 나타낸다.

철근콘크리트 채움벽 RCIW는 1층 웨브 콘크리트 압괴가 발생하기 이전인 45mm 변위(1.3% drift)까지 RCSPW1 실험체와 비슷한 에너지 소산량을 보이지만, 최대변형까지 층 에너지 소산량은 합성벽 RCSPW1이 RCIW에 비하여 3.5배 많은 양의 에너지를 소산했다.

표 3. 해석결과

실험체	강도 (kN)		강성 (kN/mm)			
	V_{exp}	V_{pred}	$\frac{V_{pred}}{V_{exp}}$	K_{exp}	K_{pred}	$\frac{K_{pred}}{K_{exp}}$
RCSPW1	886	739	0.83	53	50	0.94
RCSPW2	914	800	0.88	55	52	0.95
RCF	190	173	0.91	6	6	1.00

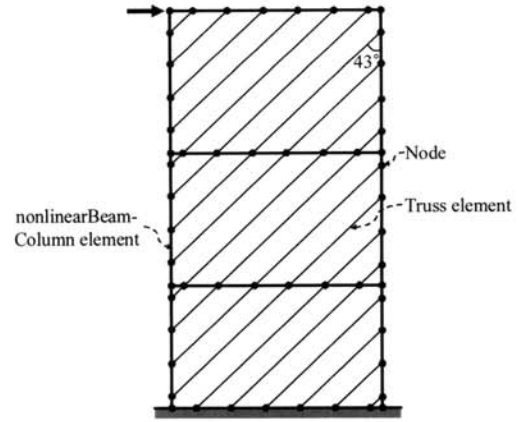


그림 14. 해석 모델

4. 해석 연구

얇은 웨브강판을 사용한 강판벽 시스템의 간략 해석을 위하여 인장띠 모델(strip model)을 사용할 수 있다.(AISC 2005) 즉, 웨브강판은 조기에 좌굴하여 인장응력장을 형성하므로 웨브강판을 일정한 각도로 인장력만 전달하는 다수의 인장띠들로 치환할 수 있다. 이때 각 인장띠는 핀 지지된 트러스 요소로 모델링 할 수 있으며, 트러스 요소의 단면적은 인장띠의 폭과 강판의 두께의 곱으로 계산된다.

합성벽 실험체에 대한 인장띠 모델의 적용성을 검토하기 위해 비선형 해석 프로그램인 OpenSees(Mazzoni et al. 2006)를 사용하여 Push-over 해석을 수행하였다. 채움강판은 인장력만 전달하는 트러스로 치환했으며, 그림 14와 같이 각 층에 10개의 트러스 요소를 사용했다. 이때 인장응력장의 각도는 43°를 사용했다. 보와 기둥 부재는 OpenSees의 nonlinear beam-column 요소를 사용하여 모델링했다. 강판과 골조부재의 재료 특성은 재료 실험 결과를 이용하여 입력했으며, 해석에는 재료 비선형을 고려했다.

합성벽 RCSPW1, RCSPW2와 철근콘크리트 골조 RCF의 해석 결과는 그림 4에 나타냈으며, 강도와 강성에 대한 해석과 실험값의 비교는 표 3에 나타냈다. 해석결과 RCF 실험체는 강도와 강성 모두 비교적 정확히 예측했다. 인장띠 모델을 사용한 합성벽모델은 강성은 비교적 정확히 일치했지만, 강판 채움벽으로 인한 골조 보강효과와 이력거동에 따른 변형을 강화(cyclic strain-hardening) 현상으로 강도는 실험값보다 작게 예측되었다.

5. 추가연구

강판에서 완전한 소성 인장응력장작용을 일으키기 위해서는 모멘트골조의 큰 소성변형능력이 확보되어야 한다. 본 연구에

서는 골조의 연성능력 확보를 위하여 특수모멘트골조의 연성상세를 사용하였다. 그러나 연구결과 골조에 대한 강판의 보강효과가 있는 것으로 나타났다. 따라서, 경제시설계를 위하여 보통모멘트골조 또는 중간모멘트골조에 대한 강판채움벽의 적용성에 대한 추가적인 연구가 필요하다.

본 연구에서는 신축구조물에 적용할 수 있는 강판과 골조의 이음 상세를 사용하였으며, 기존 구조물의 콘크리트 골조에 적용하기 위해서는 강판과 골조의 이음상세와 기둥보강의 상세에 대한 추가적인 연구가 필요하다.

6. 결 론

철근콘크리트 골조에 얇은 강판채움벽을 접합한 합성벽의 거동 특성을 연구하기 위하여 실험연구를 실시하였다. 비교를 위하여 개구부를 갖는 병렬합성벽과 철근콘크리트 채움벽, 철근콘크리트 골조에 대한 실험을 실시하였다. 실험결과 강판채움벽을 갖는 합성벽 실험체는 철근콘크리트 채움벽에 비하여 연성도는 최대 2.3배, 에너지소산능력 3.5배, 철근콘크리트 골조에 비해서는 강도 4.7배, 연성도 1.2배, 에너지소산능력은 3.0배 뛰어난 내진성능을 나타냈다. 이 실험체들에 대한 실험 및 해석 결과로부터 얻은 결론은 다음과 같다.

- (1) 얇은 강판채움벽을 갖는 합성벽은 횡지배거동이 아닌 전단지배거동을 나타내도록 설계가 가능하며, 이 경우, 강판벽의 인장응력장항복이 건물높이에 걸쳐 분포되어 우수한 강도 뿐만 아니라 큰 비탄성변형능력을 발휘할 수 있었다.
- (2) 얇은 벽을 사용할 필요가 있는 경우에는, 웨브콘크리트 압괴에 의한 조기 파괴의 위험이 있는 철근콘크리트 채움벽에 비하여 구조성능면에서 큰 장점이 있는 것으로 나타났다.
- (3) 강판채움벽에 의한 RC 골조의 보강효과로 인하여, RC 골조 기둥-보 접합부의 손상으로 인한 전단변형과 파괴를 방지할 수 있었다.
- (4) 강판의 인장응력장 힘에 의하여 기둥과 보에 부재축방향의 인장균열이 발생하였다. 따라서 설계에서 인장응력장 힘과 연결재의 정착에 대한 고려가 필요하다.
- (5) 인장띠 모델을 사용하여 합성벽의 강도 및 강성을 비교적 정확히 예측할 수 있다.

감사의 글

본 연구는 국토해양부 첨단도시개발사업의 연구비 지원에

의해 수행되었습니다.

참 고 문 헌

- American Concrete Institute (ACI Committee 318). (2005). *Building code requirements for structural concrete (ACI 318-05), and Commentary (ACI 318R-05)*, Farmington Hills, Mich.
- American Institute of Steel Construction (AISC). (2005). *Seismic provisions for structural steel buildings*, Chicago
- Berman, J. and Bruneau, M. (2003). Plastic analysis of steel plate shear walls, *J. Struct. Eng.*, 129(11), 1148-1456.
- Caccese, V., Elgaaly, M., and Chen, R. (1993). Experimental study of thin steel-plate shear walls under cyclic load, *J. Struct. Eng.*, 119(2), 573-587.
- Driver, R. G., Kulak, G. L., Kennedy, D. J. L., and Elwi, A. E. (1997). Seismic behavior of steel plate shear walls, *Structural Engineering Rep. No. 215*, Dept. of Civil Engineering, Univ. of Alberta, Edmonton, Alberta, Canada.
- Elgaaly, M. (1998). Thin steel plate shear walls behavior and analysis, *Thin-Walled Struct.*, 32, 151-180.
- Lubell, A. S., Prion, H. G. L., Ventura, C. E., and Rezai, M. (2000). Unstiffened steel plate shear wall performance under cyclic loading, *J. Struct. Eng.* 126(4), 453-460.
- Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M. H., Fenves, G. L., et al. (2006). *Open System for Earthquake Engineering Simulation, User Command - Language Manual*, Version 1.7.3, Pacific Earthquake Engineering Research Center, Univ. of California, Berkeley, Calif. (<http://opensees.berkeley.edu/OpenSees/manuals/usermanual/index.html>)
- Park, H. G., Kwack, J. H., Jeon, S. W., Kim, W. K., and Choi, I. R. (2007) Framed steel plate wall behavior under cyclic lateral loading, *J. Struct. Eng.* 133(3), 378-388.
- Thorburn, L. J., Kulak, G. L., and Montgomery, C. J. (1983). Analysis and design of steel shear wall system, *Structural Engineering Rep. No. 107*, Dept. of Civil Engineering, Univ. of Alberta, Alberta, Canada.
- Timler, P. A., and Kulak, G. L. (1983). Experimental

강판채움벽을 갖는 RC 골조에 대한 반복가력 실험

study of steel plate shear walls, *Structural Engineering Rep. No. 114*, Dept. of Civil Engineering, Univ. of Alberta, Alberta, Canada.

(접수일자 : 2008. 12. 10 / 심사일 2008. 12. 26 /
게재확정일 2009. 2. 16)