

전단지배 강판벽의 연성능력

Ductility Capacity of Shear-Dominated Steel Plate Walls

박 홍 근^{1†} · 최 인 략² · 전 상 우³ · 김 원 기⁴
Park, Hong Gun Choi, In Rak Jeon, Sang Woo Kim, Won Ki

요 약 : 얇은 웹강판을 사용한 전단지배 강판벽의 최대 에너지소산능력 및 연성능력을 연구하기 위한 실험 연구를 실시하였다. 이를 위해서 얇은 강판을 사용한 3층 골조강판벽 실험을 수행하였다. 주요 실험 변수는 강판의 형상비와 기둥 단면의 전단강도이며, 골조강판벽 시스템의 상대적 비교를 위해 중심가새골조 및 모멘트저항골조의 비교실험을 실시하였다. 골조강판벽 실험체는 중심가새골조와 모멘트저항골조 실험체에 비하여 매우 우수한 연성도와 에너지소산능력을 나타냈다. 따라서 전단지배형 골조강판벽은 큰 강도, 강성 및 변형능력을 동시에 달성할 수 있는 이상적인 내진구조시스템으로 사용할 수 있다. 전단지배 강판벽의 주기거동을 예측하기 위하여, 본 연구의 실험결과와 기존 실험결과를 토대로 강판벽의 에너지소산능력을 예측할 수 있는 방법을 제시하였다.

ABSTRACT : An experimental study was performed to investigate the maximum energy dissipation and the ductility capacity of shear-dominated steel plate walls with thin web plates. Three specimens of three-story plate walls with thin web plates were tested. The parameters for the test specimens were the aspect ratio of the web plate and the shear strength of the column. A concentrically braced frame and a moment-resisting frame were also tested for comparison. The steel plate walls exhibited much better ductility and energy dissipation capacity than the concentrically braced frame and the moment-resisting frame. The results showed that unlike other structural systems, the shear-dominated steel plate wall has excellent ductility capacity as well as strength, and can therefore be used as an effective earthquake-resisting system. A method of predicting the energy dissipation capacity of a steel plate wall was proposed.

핵심용어 : 강판; 전단벽; 연성; 반복가력 실험; 소성 해석; 에너지소산

KEYWORDS : Steel plates; Shear walls; Ductility; Cyclic tests; Plastic analysis; Energy dissipation

1. 서론

골조강판벽 시스템은 외부 철골 골조에 얇은 웹 강판을 용접하거나 볼트로 접합한 횡력 저항 구조시스템이다. 골조강판벽 시스템은 얇은 강판을 사용함으로써 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 가능하다.

골조강판벽 시스템에 대한 연구는 1970년대에 미국, 캐나다, 일본 등의 강진 지역에서 시작되었다. 일본에서는 강판에 스티프너를 사용하여 강판의 좌굴을 억제하고 강판이 일부 중력하중을 부담하도록 설계하고 있다. 강판의 좌굴을 억제함

으로서 이러한 강판벽은 휨지배 캔틸레버 거동을 나타낸다. (그림 1(a)) 그러나 이러한 강판벽은 두꺼운 강판 또는 스티프너를 사용함으로써 강재량 및 용접량이 증가하여 시공성과 경제성이 저하되는 문제점이 있다. 따라서 미국과 캐나다에서는, 경제성을 위하여 스티프너가 없는 얇은 웹 강판을 사용하여 강판의 전단 좌굴 발생 이후의 인장응력장 작용(tension field action)을 발휘하는 강판벽을 연구하였다.

저층부에 비탄성 변형이 집중되는 일반적인 캔틸레버형 구조벽과는 달리 얇은 웹 강판을 이용한 골조강판벽은 웹의 전단항복에 의한 연성거동을 나타내도록 설계할 수 있다. 연성전단거동이 실현됨으로써 모멘트저항골조의 거동과 같이 건물 높이에 걸쳐서 전단항복영역이 분포하는 전단지배형 강판벽을 실현할 수 있다.(그림 1(b)) 이러한 전단지배형 강판

1) 교신저자: 정희원, 서울대학교 건축학과 부교수
(Tel. 02-880-7055, Fax. 02-871-5512, E-mail: parkhg@snu.ac.kr)
2) 서울대학교 건축학과 박사과정(inrak78@snu.ac.kr)
3) 정희원, 포항산업과학연구원 강구조연구소 연구원(jswsy@rist.re.kr)
4) 정희원, 호서대학교 건축공학과 교수(wonkikim@office.hoseo.ac.kr)

본 논문에 대한 토의를 2007년 2월 28일까지 학회로 보내주시면 토의 회답을 게재하겠습니다.

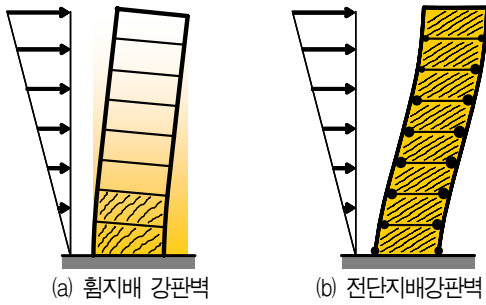


그림 1. 골조강관벽의 변형특성 비교

벽은 높은 강도와 연성도를 동시에 만족시킬 수 있어서 이상적인 내진구조시스템으로 사용될 수 있다.

얇은 강관을 사용한 골조강관벽 시스템에 대한 실험은 많은 연구자들에 의해 수행되었다.(Caccese et al. (1993); Driver et al.(1997); Elgaaly (1998); Lubell et al.(2000); Behbahanifard(2003); Zhao and Astaneh-Asl(2004); 박홍근 등(2004)) 기존 실험들의 주요 실험 변수는 보-기둥 접합부의 접합방식(모멘트접합 또는 힌지접합)과 내부 강관과 외부골조의 접합방식(용접 접합 또는 볼트접합)이다. 표 1은 현재까지 수행된 다층 골조강관벽 실험을 요약하여 나타내고 있다. 표 1에 나타난 바와 같이 골조강관벽에 대한 많은 실험이 실시되었으며, 이 실험에 근거하여 얇은 웨브강관을 사용하는 골조강관벽의 거동특성이 규명되

었다.

그러나 몇 가지 분야에 대하여 추가적인 실험적 연구가 필요하다. 표 1에 나타난 바와 같이 현재까지 수행된 다층 골조강관벽 실험에서 웨브강관의 형상비(l_p/h_p)는 주로 1.2~ 1.8 이다. 그러나 실제건물에서는 층고에 비하여 상대적으로 긴 스패너로 말미암아 강관벽의 형상비는 주로 2.0 이상이다. 또한 기존 실험에 사용된 기둥과 보 등 골조 부재의 크기가 커서, 강관벽의 거동에서 모멘트저항 골조 거동의 영향이 상당히 크게 나타나고 있다.(Driver et al.(1997), 스패너 = 3.05m, 기둥의 폭 = 314mm, 박홍근 등(2004), 스패너 = 1.5m, 기둥의 폭 = 250mm)

언급한 바와 같이 전단지배 골조강관벽의 연성능력은 크게 증가할 수 있다. Caccese et al.(1993)과 박홍근 등(2004)의 연구에 따르면 일반적으로 얇은 강관을 사용하는 골조강관벽의 연성능력은 기둥의 강도 및 국부좌굴에 의하여 결정된다. 박홍근 등(2004)은 강관벽의 연성능력을 확보하기 위하여 강관벽에 의한 전단강도에 비하여 강관벽의 휨 강도를 증가시켜야 하며, 단부요소인 기둥이 웨브강관의 인장응력장 작용을 저항하기에 충분한 전단 및 휨강도를 가져야 한다고 제안하였다. 강관벽의 내진성능을 규명하기 위하여 이러한 상세설계를 통하여 달성될 수 있는 전단지배 강관벽의 가능한 최대변형능력에 대한 연구가 요구된다.

표 1. 다층 골조강관벽에 대한 기존 실험

실험자	실험체명	층수	형력 가력위치	중력하중 (kN)	강관의 두께 (mm)	폭-두께비 (l/t) ¹⁾	강관의형상비 (l_p/h_p) ¹⁾	기둥 단면	웨브강관 접합방식
Caccese et al. (1993)	F0	3	지붕층	-	-	-	-	W100×19	모멘트골조
	M22	3	지붕층	-	0.76	1,638	1.5	W100×19	용접 접합
	M14	3	지붕층	-	1.87	666	1.5	W100×19	용접 접합
	M12	3	지붕층	-	2.65	470	1.5	W100×19	용접 접합
	S22	3	지붕층	-	0.76	1,638	1.5	W100×19	용접 접합
	S14	3	지붕층	-	1.95	638	1.5	W100×19	용접 접합
Driver et al. (1997)	-	4	각층	1440	4.8, 3.4	635, 897	1.8, 2.1	W310×118	용접 접합
Elgaaly, M. (1998)	SWT11	2	지붕층	445	2.28	580	1.2	W150×22	볼트 접합
	SWT12	2	지붕층	-	2.28	580	1.2	W150×22	볼트 접합
	SWT13	2	지붕층	445	2.28	580	1.2	W150×22	볼트 접합
	SWT14	2	지붕층	445	2.28	580	1.2	W150×22	용접 접합
	SWT15	2	지붕층	445	2.28	580	1.2	W150×30	볼트 접합
Lubell et al. (2000)	SPSW4	4	각층	54	1.5	533	1.0	S75×8	용접 접합
Behbahanifard (2003)	-	3	각층	1080	4.8, 3.4	635, 897	1.8, 2.1	W310×118	용접 접합
Zhao and Astaneh-Asl(2004)	two-story	2	지붕층	-	6	408	0.8	CFT Column	용접 접합
	three-story	3	지붕층	-	10	272	1.3	CFT Column	용접 접합
박홍근 등 (2004)	SC2T	3	지붕층	-	2	750	1.5	H-250×250×20×20	용접 접합
	SC4T	3	지붕층	-	4	375	1.5	H-250×250×20×20	용접 접합
	SC6T	3	지붕층	-	6	250	1.5	H-250×250×20×20	용접 접합
	WC4T	3	지붕층	-	4	375	1.5	H-250×250×9×12 ²⁾	용접 접합
	WC6T	3	지붕층	-	6	250	1.5	H-250×250×9×12 ²⁾	용접 접합

1) l =기둥 중심간 간격, t =강관의 두께, l_p =웨브강관의 너비, h_p =웨브강관의 높이

2) 비콤팩트단면

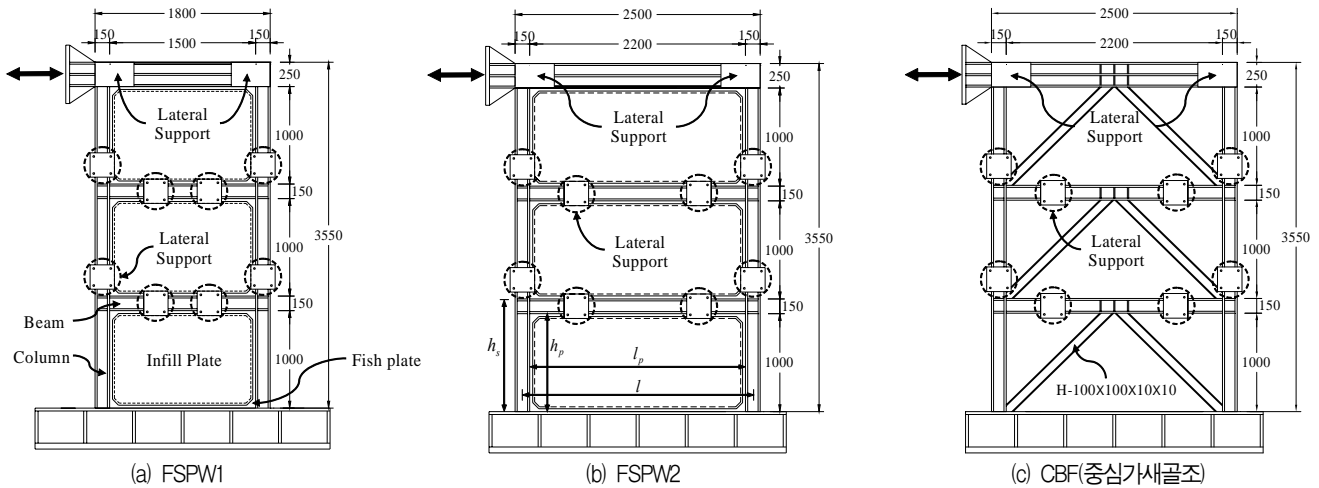


그림 2. 골조강판벽 및 중심가새골조 실험체 (단위 : mm)

본 연구에서는 위에서 언급된 전단지배 골조강판벽의 거동 특성을 연구하기 위하여 실험을 수행하였다. 즉, 1) 형상비 2.0 이상의 웨브강판과 작은 휨강성의 기둥을 갖는 강판벽의 거동, 2) 상세설계를 통하여 달성할 수 있는 전단지배 골조강판벽의 최대변형능력. 특히 2)의 연구목적을 위하여 중심가새골조, 모멘트저항골조와의 비교 실험을 통해 골조강판벽의 변형능력 및 연성도를 검증하였다.

2. 실험체 및 실험 방법

실험체로서 웨브강판에 스티프너를 사용하지 않은 3층 프로토타입 골조강판벽을 1/3 축소모델로 제작하였다. 실험체는 그림 2에 나타나 있으며 실험체의 구성은 표 2와 같다. 강판벽의 구조성능을 비교하기 위하여 중심가새골조(CBF)와 모멘트저항골조(MRF)의 실험을 실시하였다. 중심가새골조와 모멘트저항골조에 사용된 기둥과 보는 강판벽에 사용된 것과 동일하다.

주요 실험 변수는 강판의 형상비와 기둥 단면의 전단강도이다. 강판의 형상비에 대한 영향을 연구하기 위하여 기준 실험체인 FSPW2(그림 2(b))는 일반적인 건물에 사용되는 웨브강판의 형상비(l_p/h_p)인 2.2를 사용하였다. ($l_p=2200\text{mm}$, $h_p=1000\text{mm}$) 비교를 위하여, 웨브강판의 형상비가 1.5인 FSPW1 실험체(그림 1(a))는 박홍근 등(2004)의 실험과 동일하게 $l_p=1500\text{mm}$, $h_p=1000\text{mm}$ 의 강판을 사용했다. 모든 강판벽 실험체에 대하여 강종 SS400(설계기준항복강도 $F_y=240\text{MPa}$) 4mm 두께의 강판을 사용하였다. 중심가새골조 실험체(그림 2(c))에서는 FSPW2의 웨브강판과 강재량이 동일한 H-100×100×10×10 단면을 가새 부재로 사용했다. 가새의 세장비(slenderness ratio, KL/r)는 24로서 세장비가 작은 가

새(stocky brace)에 해당한다.

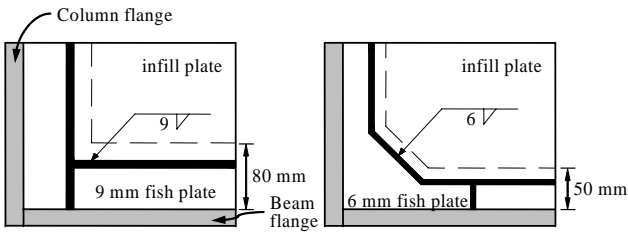
실험체의 외부 골조는 SM490강재(설계기준항복강도 $F_y=330\text{MPa}$)를 사용하여 조립부재(built-up section)로 제작했다. FSPW3 실험체를 제외한 모든 실험체의 기둥은 H-150×150×22×22 단면을 사용하였다. 1층과 2층 보의 H-150×100×12×20 단면을 사용했고 최상부 보의 H-250×150×12×20 단면을 사용했다. 보와 기둥 부재는 모두 AISC-Seismic Provisions(2005)에서 제시한 골조강판벽 부재의 폭-두께비 규정을 만족한다. 기둥 단면의 세장비($b_f/2t_f$)가 매우 작게 설계되었는데, 그 이유는 골조강판벽의 최대연성능력을 발휘하기 위하여 국부좌굴을 최대한 억제하고, 기둥의 휨강성을 줄여서 골조강판벽의 거동에 대한 모멘트저항골조의 기여도를 되도록 작게 하기 위함이다. 또한, 기둥의 휨강도 및 전단강도는 박홍근 등(2004)에 따라서 강판의 인장응력장작용에 의해 재하되는 분포하중을 지지할 수 있도록 휨모멘트 $M_u (= \frac{1}{12} f_{py} t h_s^2 \sin^2 \alpha)$, 전단력 $V_u (=$

표 2. 골조강판벽 실험체

실험체 명	강판		형상비 ²⁾	기둥 종류 (강종 ⁴⁾)
	두께(폭-두께비) ¹⁾	강종 ⁴⁾		
FSPW1	4mm (375)	SS400	1.5	H-150×150×22×22 (SM490)
FSPW2	4mm (550)	SS400	2.2	H-150×150×22×22 (SM490)
FSPW3	4mm (550)	SS400	2.2	H-150×150×8×20 (SM490)
CBF	-	SS400 ³⁾	2.2	H-150×150×22×22 (SM490)
MRF	-	-	2.2	H-150×150×22×22 (SM490)

1) l/t , 2) l_p/h_p , 3) Brace의 강종

4) SS400(공칭강도): $F_y=240\text{MPa}$, $F_u=400\sim510\text{MPa}$
 SM490(공칭강도): $F_y=330\text{MPa}$, $F_u=490\sim610\text{MPa}$



(a) 박홍근 등(2004) 실험체 (b) FSPW계열 실험체(본 실험)

그림 3. 피쉬플레이트 용접 상세

$\frac{1}{2} f_{py} t h_s \sin^2 \alpha$ 에 대하여 설계되었다. 여기서 f_{py} =강판의 항복강도, t =강판의 두께, h_s =층고, α =인장응력장의 각도 (식(A-5))이다.

기둥의 전단강도가 전체 강관벽 거동에 미치는 영향을 연구하기 위하여 FSPW3 실험체는 기둥 부재의 전단내력(V_p)이 강관의 인장응력장 작용을 저항하기 위하여 필요한 전단성능의 60%가 되도록 H-150×150×8×20 단면을 사용하였다. 이 경우에도 AISC-Seismic Provisions(2005)에서 제시한 골조강관벽 부재의 폭-두께비 규정과 기둥 부재의 강성 규정을 모두 만족하였다.

보-기둥 접합부는 모두 모멘트 접합을 사용했다. 보 플랜지는 기둥에 완전용입용접을 했고 웨브는 양면에서 모살용접을 했다. 내부 강관의 연결을 위해 6mm 두께의 피쉬플레이트(fish plate)를 외부 골조에 용접한 후 강관을 피쉬플레이트에 모살용접을 했다.(그림 2) 그림 3(a)와 같은 상세를 사용한 박홍근 등(2004)의 실험에서는 피쉬플레이트 코너의 용접부에서 응력이 집중되어 용접부의 파단이 일어났다. 이러한 문제점을 개선하기 위해 본 실험체에서는 강관 코너부분에서 떨어진 위치에 피쉬플레이트 용접부가 위치하도록 설계하였다.(그림 3(b))

실험체 제작에 사용된 재료의 인장시편 실험결과는 표 3과 같다. 동일한 재료에 대해 각각 세 번의 인장시편 실험을 실시하였다. 실험체 웨브 강관은 모두 4mm(SS400) 강관을

표 3. 인장시편 실험결과(평균)

강종	두께 (mm)		항복강도 F_y (1) (MPa)	인장강도 F_u (2) (MPa)	항복비 (3)=(1)/(2) (%)	사용부위
	공칭값	측정값				
SS400	4	3.9	299	372	80	강관
	10	9.6	393	517	76	가새
SM490	6	6.1	407	556	73	피쉬플레이트
	8	8.1	385	542	71	기둥
	12	12.1	377	527	72	보
	20	20.1	353	538	66	보, 기둥
	22	21.7	348	522	67	기둥

사용했고 강관의 항복강도 및 인장강도는 각각 299MPa과 372MPa로 나타났다.

실험은 변위제어 방식으로 진행되었다. 비선형 유한요소 프로그램인 ABAQUS(2003) 해석연구결과 실험체들의 항복변위(δ_y)는 평균 15mm(3층 변위기준)인 것으로 예측되었다. 실험체 가력계획은 예측된 항복변위인 δ_y (=15mm)를 기준으로 $\pm 0.2\delta_y, 0.4\delta_y, 0.6\delta_y, 0.8\delta_y, \delta_y, 1.5\delta_y, 2\delta_y, 3\delta_y, 4\delta_y, 6\delta_y, 8\delta_y, 10\delta_y, 12\delta_y$ 를 목표변위로 계획하고 동일한 변위에 대하여 3회 반복 가력 하였다.

3. 실험결과

3.1 하중 - 변위 관계

실험체의 하중-3층변위 관계 및 ABAQUS 해석 결과는 그림 4에 나타나 있다. 각 실험체별 최대하중, 최대변위, 항복점은 표 4에 요약되어 있다. 최대 변위점은 하중이 최대 하중의 80% 이하로 감소되는 점으로 정의했다. 항복점(δ_y, P_y)은 그림 4(f)와 같이 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 정의하였다.

그림 4에 나타난 바와 같이 골조강관벽은 대체로 우수한 강도와 변형능력을 나타냈다. 웨브강관의 형상비가 2.2이고 기둥이 강관의 인장응력장작용에 대한 강도조건 및 콤팩트단면조건을 만족하는 FSPW2가 가장 큰 강도와 변형능력을 나타냈다.(그림 4(b)) 상대적으로 웨브강관의 형상비가 1.5인 FSPW1은 보다 작은 강도를 나타냈으며(그림 4(a)), 기둥이 인장응력장작용의 전단강도요건을 만족시키지 못하는 FSPW3는 FSPW2에 비하여 작은 변형능력을 나타냈다.(그림 4(c))

그림 5는 H-250×250×20×20 단면의 기둥과 각각 2mm, 4mm 두께의 웨브강관을 사용한 박홍근 등(2004)의 SC2T와 SC4T 실험체의 실험결과를 보여주고 있다. 그림 4와 5를 비교하면 작은 기둥 단면적과 항복강도가 낮은 강관을 사용한 FSPW계열 실험체의 강도가 SC계열 실험체보다 감소했으며, 외부 골조의 강성 감소로 이력곡선 상에서 핀칭(pinching) 현상이 나타났다. 반면에 작은 폭-두께비($b_f/2t_f$)의 기둥을 사용한 FSPW계열 실험체는 국부좌굴이 발생하지 않아 SC계열 실험체들에 비하여 우수한 연성능력을 보였다.

그림 4(d)와 (e)는 중심가새골조와 모멘트저항골조의 실험결

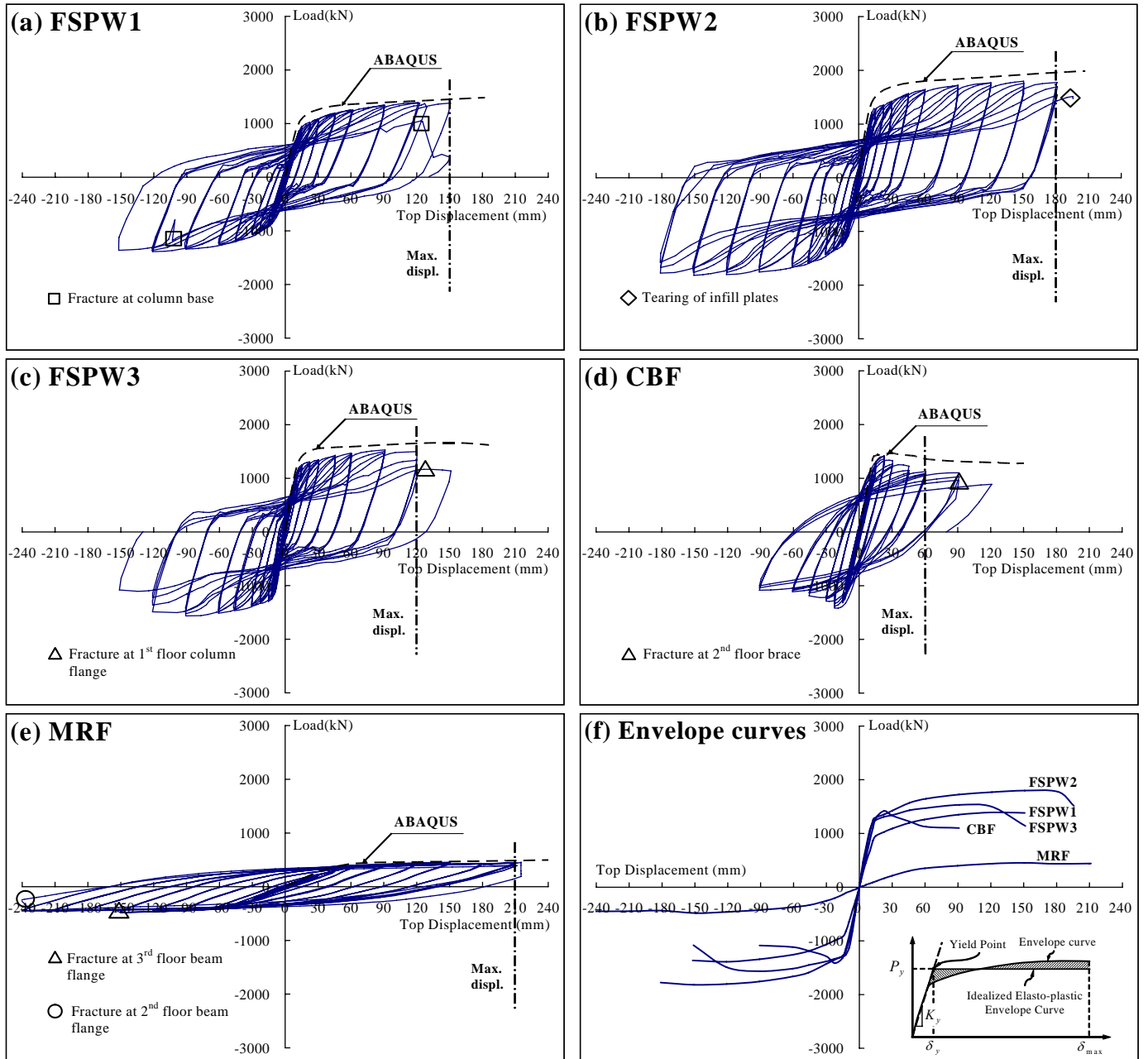


그림 4. 실험체의 하중-3층변위 곡선

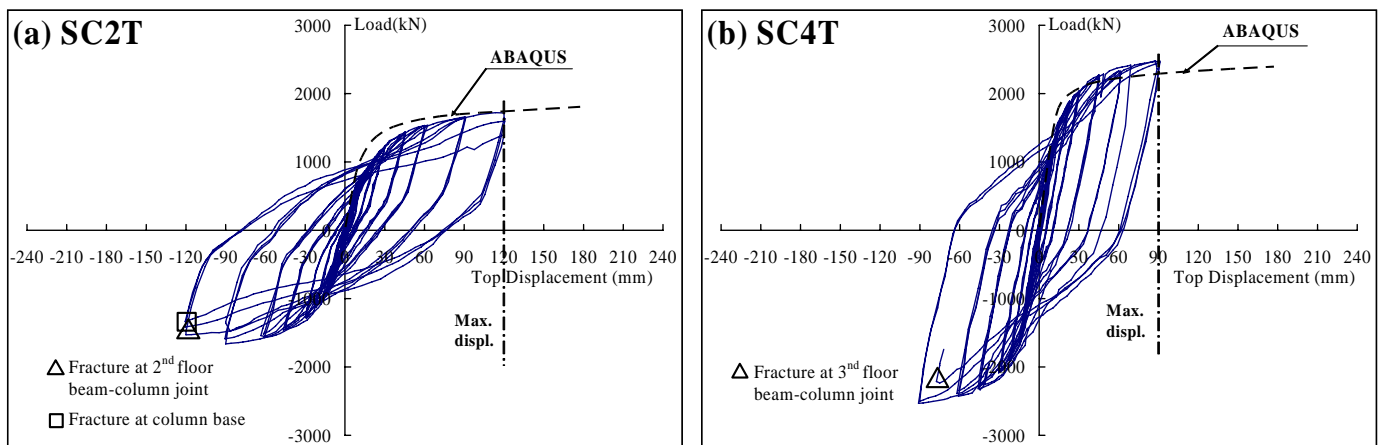


그림 5. SC계열 실험체 하중-3층변위 곡선(박홍근 등, 2004)

과를 보여주고 있다. 중심가새골조는 가새의 좌굴에 의하여 강판벽에 비하여 매우 떨어지는 변형능력을 나타냈다. 모멘트저항골조는 큰 변형능력을 나타내기는 하였으나 강성과 강도가 매우 작았으며 FSPW2의 1/4 강도를 나타냈다. 그림 4(f)는 각 실험체의 하중-변위관계의 포락곡선을 비교하고 있다.

3.2 거동특성

골조강판벽 실험체에서는 인장응력장 작용에 의한 강판의 항복이 선행되어 하중이 재분배되었으며, 이후 외부 모멘트저항골조의 소성 변형이 진행되었다.(그림 6(a))

FSPW1 실험체는 1층 기둥 하부와 1, 2층 보의 양단에서 소성힌지가 발생하였다. 모든 층의 강판에서 인장응력장이 형성되었으며, 150mm 변위(4.5% drift)에서 1층 기둥 하부 플랜지 용접면이 파괴되었다. 1층 기둥 하부의 바깥쪽 플랜지의 용접 열 영향을 받는 부분(heat-affected zone)에서 파괴가 시작되어 기둥 웨브 및 내부 피쉬플레이트로 파괴가 진행되었다. Driver et al.(1998)가 지적한 바와 같이 실험체는 주기하중에 의하여 기둥 하부에 국부좌굴이 반복적으로 발생하면서 기둥 하부 용접면에 과도한 휨 모멘트가 작용한다. 더구나 실험체의 기둥 하부는 용접면에서 부재의 폭 방향이나 두께 방향으로 변형이 구속되어 3축 응력상태가 되기 때문에 취성적인 파괴 형태를 보인다.(Blodgett, 1995) 그



(a) FSPW2 (b) FSPW3

그림 6. 최종 변형(FSPW2, FSPW3)

러나 실제 구조물에서는 1층 기둥이 직접 지하층 기둥으로 연결되므로 이와 같은 1층 기둥 하부의 취성 파괴는 발생하지 않을 것으로 예측된다.

FSPW2 실험체는 180mm 변위(5.3% drift)에 도달할 때까지 큰 하중의 감소 없이 뛰어난 연성능력을 보였다. 다른 실험체와는 달리 골조 부재에서의 파괴가 발생하지 않았으며 강판의 심한 찢김(tearing)에 의하여 강도가 감소하였다. 강판의 파괴는 주로 강판의 주기하중에 의해서 강판 중심의 인장응력장 교차점에서 나타났다.

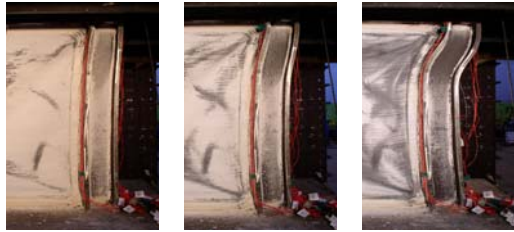
FSPW3 실험체는 기둥의 전단성능($V_p = 0.6f_{cy}(d_c - 2t_f)t_w$)이 강판이 인장응력장 형성으로 유발되는 전단력

표 4. 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(%)
FSPW1	1392	121.5	3.6	-1388	-121.3	3.6	1383	150.9	4.5	-1364	-152.1	4.5
FSPW2	1798	150.9	4.5	-1817	-150.8	4.5	1776	181.3	5.4	-1776	-181.5	5.4
FSPW3	1531	91.3	2.7	-1565	-90.8	2.7	1500	120.6	3.6	-1490	-121.1	3.6
CBF	1419	22.8	0.7	-1421	-19.2	0.6	1125	60.7	1.8	-1115	-60.8	1.8
MRF	453	150.7	4.5	-483	-149.1	4.4	391	211.4	6.3	-450	-241.5	7.2

실험체	항복점								P_{max}/P_y		δ_{max}/δ_y (연성도)	
	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)	정방향	부방향	정방향	부방향
FSPW1	1252	18.0	0.53	70	-1257	-18.8	0.56	67	1.11	1.10	8.38	8.09
FSPW2	1653	15.5	0.46	107	-1651	-15.4	0.46	107	1.09	1.10	11.70	11.78
FSPW3	1458	14.1	0.42	103	-1470	-13.3	0.39	111	1.05	1.06	8.55	9.11
CBF	1272	14.3	0.42	89	-1256	-13.5	0.40	93	1.12	1.13	4.24	4.50
MRF	419	59.0	1.75	7	-430	-47.5	1.41	9	1.08	1.12	3.58	5.08

1) 탄성강성 $K_y = P_y/\delta_y$



(a) $\delta=90\text{mm}$ (b) $\delta=120\text{mm}$ (c) $\delta=150\text{mm}$
그림 7. 변위별 기둥의 변형(FSPW3)



(a) $\delta=30\text{mm}$ (b) $\delta=60\text{mm}$
그림 8. 변위별 1층 가새의 변형 형상 (CBF)

($V_u = 0.5f_{py} t h_s \sin^2 \alpha$)의 60%의 성능을 갖도록 설계된 실험체이다. 그림 7과 같이 90mm 변위(2.7% drift)에서 1층 기둥 상부의 전단 소성변형이 증가하기 시작했으며 150mm 변위(4.5% drift)에서 1층부에 약층(soft-story)현상이 발생하면서 하중이 감소했다. 그러나 FSPW3 실험체의 거동은 폭두께비가 작은 콤팩트 단면을 사용했기 때문에 전단 소성변형 발생 이후에도 하중이 급격히 감소하지는 않았다. 그림 6(b)의 최종 변형 형상에서 볼 수 있듯이 1층에서 비탄성 변형이 집중되었다.

중심가새골조 실험체(CBF)는 그림 8과 같이 30mm 변위(0.9% drift)에서 1층과 2층 압축 가새 중앙부의 플랜지에서 국부 좌굴이 발생하면서 소성힌지가 생성되었고, 45mm 변위(1.3% drift)에서 압축가새의 면외방향 변형이 발생하였다. 이후 60mm 변위(1.8% drift)에서 2층 압축 가새의 좌굴로 인하여 2층 보에서 처짐이 발생했다.

모멘트골조실험체는 보의 양 단부 및 최상층 기둥 상부와

최하층 기둥 하부에서 소성힌지가 발생했다. 180mm 변위(5.3% drift)에서 3층 기둥 상부 안쪽 플랜지에서 파괴가 일어났으나 하중 감소는 크지 않았고, 240mm 변위(7.1% drift)에서 2층 보 단부의 파단에 의해 파괴되었다.

4. 실험결과 분석

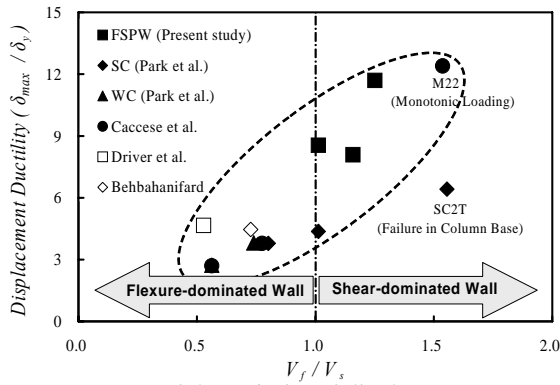
4.1 시스템의 변형능력 및 연성도

표 5는 본 연구와 선행연구에서 실험된 강판벽 실험체의 변형모드 및 연성도를 비교하고 있다. 표에 나타난 바와 같이 본 연구에서 연성능력을 확보하도록 상세 설계된 FSPW2 실험체가 최대 변형능력(층간변위각=5.4%)을 나타냈으며, 그 값은 모멘트골조 실험체(6.3%)에 근접한다. 이 결과는 연성능력을 확보하도록 잘 설계된 강판벽의 변형능력은 해당 모멘트저항 골조 실험체의 성능에 필적할 수 있다는 것을 보여

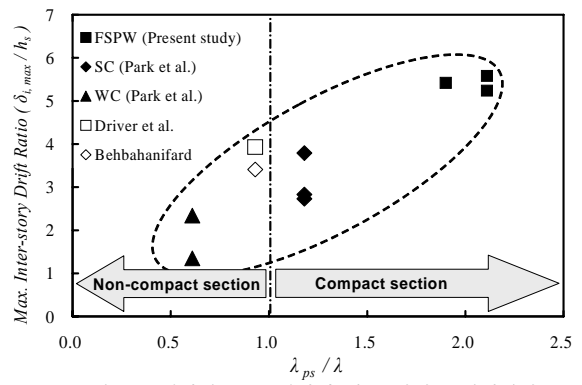
표 5. 실험체 강도 및 변형모드

연구자	실험체 명	V_{exp} (kN)	V_s (kN)	V_f (kN)	V_{pred} (kN)	$\frac{V_{pred}}{V_{exp}}$	$\frac{V_f}{V_s}$	변형모드 ¹⁾	평균 층간변위각 (%)	연성도
박홍근 등 (본연구)	FSPW1	1388	1311	1520	1311	0.94	1.16	S	4.5	8.1
	FSPW2	1798	1730	2164	1730	0.96	1.25	S	5.4	11.7
	FSPW3	1531	1705	1726	1705	1.11	1.01	S/F	3.6	8.6
	CBF	1419	-	-	-	-	-	-	1.8	4.2
	MRF	453	-	-	-	-	-	-	6.3	3.6
박홍근 등 (2004)	SC2T	1663	1521	2366	1521	0.91	1.56	S	3.4	6.4
	SC4T	2480	2336	2366	2336	0.94	1.01	S/F	2.6	4.4
	SC6T	3020	2952	2366	2366	0.78	0.80	F	2.6	3.8
	WC4T	1520	2222	1644	1644	1.08	0.74	F	1.7	3.8
	WC6T	1670	2922	1644	1644	0.98	0.56	F	1.3	2.7
Caccese et al. (1993)	M22 ²⁾	178 ³⁾	197	303	197	1.11	1.54	S	5.4 ³⁾	12.4 ³⁾
	M14	344	391	303	303	0.88	0.78	F	2.0	4.0
	M12	376	539	303	303	0.81	0.56	F	1.7	2.7
	F0 ²⁾ (MRF)	72.9 ³⁾	-	-	-	-	-	-	5.7 ³⁾	3.7 ³⁾
Driver et al. (1997)	-	3080	4871	2571	2571	0.83	0.53	F	2.1	4.7
Behbananifard (2003)	-	3500	4735	3441	3441	0.98	0.73	F	2.6	4.5

1) S= 전단지배 거동, F= 휨 지배 거동 2) 50mm 변위 이후 단조가력으로 실험 진행 3) 단조가력시 최대 강도, 층간변위각 및 연성도



(a) 변형모드에 따른 연성능력



(b) 기둥 플랜지의 폭-두께비에 따른 최대 층간변위각

그림 9. 골조강판벽 시스템의 연성능력

준다.

구조물의 내진성능 관점에서는 변형능력 보다는 변형능력과 강성을 동시에 나타내는 연성도가 더 중요하다. FSPW2 실험체의 연성도는 무려 11.7로서 동일한 변형능력을 가진 모멘트저항골조의 3.6보다 매우 큰 값을 나타낸다. Caccese et al.(1993)의 실험 결과에서도 마찬가지로 M22 실험체의 연성도는 12.4로서 동일한 변형능력을 가진 모멘트저항골조(F0)의 3.7보다 매우 큰 값을 나타냈다. 이 결과는 다른 구조시스템과는 달리 얇은 웨브강판을 사용하는 골조강판벽은 큰 강도와 강성뿐만 아니라 큰 변형능력을 발휘할 수 있는 이상적인 내진구조시스템이라는 것을 나타낸다.

박흥근 등(2004)에 따르면, 골조강판벽 시스템의 변형능력과 연성도는 변형모드의 영향을 받는다. 골조강판벽 시스템의 거동은 골조와 강판의 성능에 따라 모멘트 골조 거동(전단지배 거동)과 캔틸레버 거동(휨지배 거동) 중 하나의 거동이 우세하게 나타난다. 골조강판벽의 변형모드는 시스템의 전단 성능(V_s)과 휨성능(V_f)을 이용하여 결정할 수 있다. 휨지배 거동($V_s > V_f$)의 경우 소성힌지가 1층에서 발생되며, 소성변형이 벽하부에 집중되므로 큰 연성도를 나타내지 못한다.(그림 1(a)) 반면, 전단지배 거동($V_s < V_f$)의 경우 많은 층의 웨브강판이 인장응력장에 의한 소성변형을 나타내므로 연성거동을 나타낸다.(그림 1(b)) 그림 9(a)는 휨성능과 전단성능비에 따른 시스템 연성도(δ_{max}/δ_y)의 변화를 보여주고 있다. 전단지배 강판벽($V_f/V_s > 1$)의 경우 연성도가 크게 증가함을 알 수 있다.

어느 특정한 한 층의 변형능력(층간변위각)은 기둥의 국부 좌굴 여부에 의하여 크게 영향을 받는다. 그림 9(b)는 기둥 플랜지의 세장비(폭-두께비, $b_f/2t_f$)에 따른 한 층에 대한 최대 층간변위각의 변화를 나타내고 있다. Caccese et al.(1993)의 실험 결과는 층별 층간변위각을 제시하지 않았기 때문에 비교에서 제외하였다. 그림 9(b)에 나타난 바와 같이 기둥 플

랜지의 폭-두께비가 감소할수록 강판벽의 층당 층간변위각이 증가함을 알 수 있다.

위의 결과는 내진설계시 강판벽의 변형모드(V_f/V_s)와 기둥의 세장비($b_f/2t_f$)에 따라 분류하여 시스템 연성능력을 달리 결정하여야 하며, 이에 따라 지진하중을 결정하는 반응수정계수를 달리 적용하여야 한다는 것을 나타내고 있다.

4.2 강판의 형상비

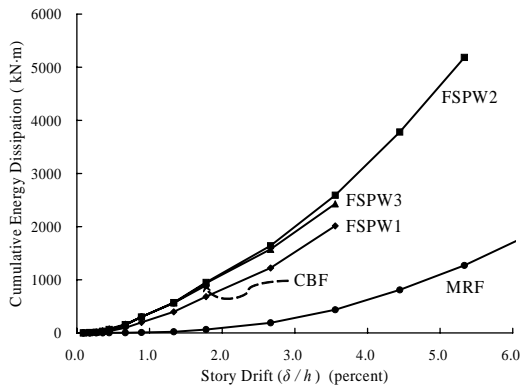
강판의 폭대 높이의 비인 형상비가 증가하면 인장응력장을 형성하는 강판의 면적이 증가하기 때문에 강판벽 시스템의 강성 및 전단강도가 증가한다. 표 4에서 웨브강판의 형상비(l_p/h_p)가 각각 1.5와 2.2인 FSPW1 실험체와 FSPW2 실험체의 강성 및 강도를 비교하면 대략적으로 FSPW1 : FSPW2 = 1 : 1.5로 강판의 형상비의 비율과 동일함을 알 수 있다. 또한

표 6. 층간변위각

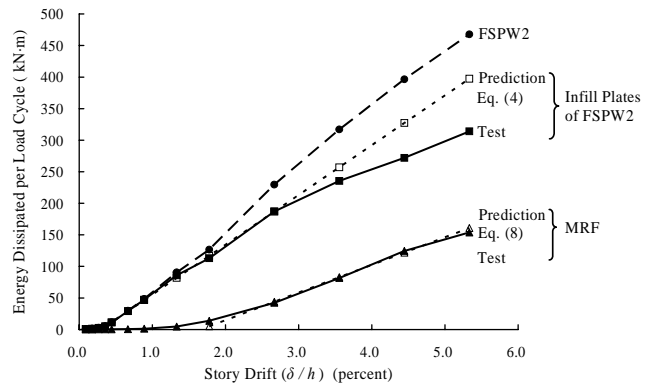
연구자	실험체명	기둥플랜지 폭-두께비 (λ_{ps}/λ) ¹⁾	층별 층간변위각 (δ_i/h_s)			
			1층	2층	3층	4층
박흥근 등 (본연구)	FSPW1	2.1	0.047	0.052 ²⁾	0.039	-
	FSPW2	2.1	0.048	0.056 ²⁾	0.041	-
	FSPW3	1.9	0.054 ²⁾	0.033	0.021	-
	CBF	2.1	0.023	0.025 ²⁾	0.005	-
	MRF	2.1	0.051	0.084 ²⁾	0.063	-
박흥근 등 (2004)	SC2T	1.2	0.032	0.038 ²⁾	0.032	-
	SC4T	1.2	0.023	0.027 ²⁾	0.023	-
	SC6T	1.2	0.028 ²⁾	0.026	0.022	-
	WC4T	0.6	0.023 ²⁾	0.013	0.013	-
	WC6T	0.6	0.014 ²⁾	0.011	0.013	-
Driver et al.(1997)	-	0.9	0.039 ²⁾	0.014	0.018	0.012
Behbanani fard(2003)	-	0.9	0.034 ²⁾	0.030	0.013	-

1) $\lambda_{ps} = 0.30 \sqrt{E/F_{yf}}$ (AISC, 2005), λ (폭-두께비) = $b_f/2t_f$

2) 최대 층간변위각



(a) FSPW계열 실험체



(b) 강판과 모멘트골조의 한 주기당 에너지 소산량 비교

그림 10. 에너지 소산량 비교

실험체의 형상비와 관계없이 박홍근 등(2004)이 제시한 식이 실험체의 강도를 비교적 정확히 예측하였다.(표 5)

4.3 기둥의 전단강도

골조강판벽 시스템은 강판이 외부 골조에 연결되기 때문에 골조 부재가 인장응력장 작용을 지지할 수 있도록 설계되어야 한다. FSPW3 실험체는 기둥 부재의 전단내력이 강판의 인장응력장 작용으로 인한 전단항복 내력의 60%가 되도록 설계했다. 실험결과 FSPW3 실험체의 강도는 충분한 전단성능을 갖도록 설계한 FSPW2 실험체보다 낮은 강도를 보였으며 90mm 변위에서 1층 기둥 상부에 전단소성변형이 시작되었다. 그림 7(b)와 같이 1층 기둥 상부 1/4 부분에 전단 변형이 발생하여 1층에 큰 소성변형이 발생했다.(표 6) 기둥의 전단항복이 발생하는 경우 1층에서 약층(soft-story)이 발생하므로 고층건물의 경우 구조시스템의 전체 변형능력은 크지 않을 것으로 판단된다.

4.4 에너지 소산능력

그림 10(a)는 실험체들의 에너지 소산량을 나타낸다. FSPW계열 실험체들의 총 에너지 소산량은 120mm 변위 (3.6% drift)에서 FSPW1 : FSPW2 : FSPW3 = 0.78 : 1 : 0.94의 비율을 보였다. FSPW1 실험체는 FSPW2 실험체 보다 에너지를 소산하는 강판의 면적이 작아서 상대적으로 낮은 에너지 소산능력을 보였다. FSPW3 실험체는 1층 기둥의 전단소성변형 발생으로 FSPW2 실험체보다 낮은 에너지 소산능력을 보였다. 층별 에너지 소산량을 비교해 보면 120mm 변위(3.6% drift)에서 FSPW2 실험체의 경우에는 1 : 1.09 : 0.80의 비율로 거의 비슷한 에너지소산을

나타냈으며, 이는 소성변형이 전층에 고르게 분포하였다는 것을 나타낸다. 반면 FSPW3 실험체의 경우 동일한 변위에서 1 : 0.47 : 0.32의 비율로 소성변형이 집중된 1층에서 많은 에너지가 소산되었다.

중심가새골조 실험체(CBF)는 압축 가새의 좌굴이 발생하기 이전인 30mm 변위(0.9% drift)까지 FSPW2 실험체와 비슷한 에너지 소산량을 보이지만, 최대변형까지 총 에너지 소산량은 골조강판벽 실험체(FSPW2)가 중심가새골조 실험체에 비하여 5.8배 많은 양의 에너지를 소산했다.

골조강판벽의 에너지소산은 웹 강판과 외부 골조의 에너지 소산의 합으로 계산할 수 있다. FSPW2 실험체에서 외부 골조에 의한 에너지 소산량은 모멘트저항골조 실험체(MRF)의 에너지 소산량과 동일하다고 가정하여 내부 강판에 의한 에너지 소산량을 계산하였다.(그림 10(b)) 90mm 변위 (2.7% drift)에서 사이클 당 웹 강판과 모멘트골조에 의한 에너지 소산량의 비율은 웹 강판 : 모멘트골조 = 1 : 0.22로 대부분의 에너지가 강판에 의해 소산되었다. FSPW2 실험체의 최대 변위인 180mm 변위(5.3% drift)에서 웹 강판과 모멘트골조의 사이클 당 에너지 소산량의 비율 = 1 : 0.49였으며, 누적 에너지 소산량의 비율 = 1 : 0.32로 강판이 모멘트골조에 비하여 총 3.1배 많은 에너지를 소산했다.

웹 강판의 에너지 소산량은 그림 11(a)와 같은 단순 모델을 이용하여 계산할 수 있다. 강판은 조기에 국부좌굴을 일으키므로 강판의 압축응력으로 인하여 발생하는 변형 에너지는 고려하지 않았다.(그림 11(b)) 따라서 내부 강판을 인장 응력만을 전달하는 인장 스트립(strip)들로 치환했다. 각 스트립에 작용하는 변형율(ϵ_i)은 식(1)과 같다.

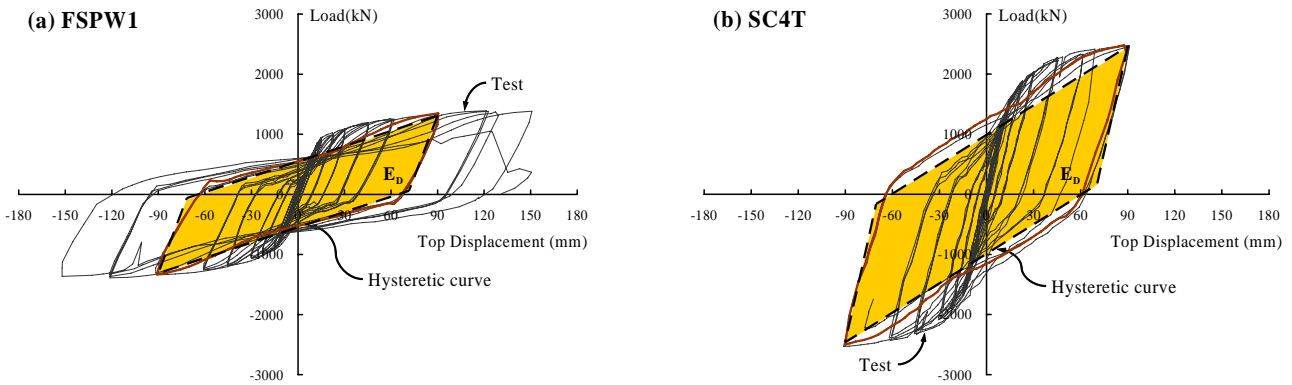


그림 12. 전단지배 강판벽 실험체의 주기거동 예측

$$\epsilon_i = \frac{\delta_s \cos \alpha}{h_p} = \frac{\delta_i \sin \alpha \cos \alpha}{h_p} \quad (1)$$

각 인장 스트립에 작용하는 변형에너지(u_s)는 식 (2)와 같이 계산된다.

$$u_s = 2(\epsilon_i - \epsilon_y) f_{py} \quad (2)$$

$\epsilon_y = f_{py} / E$. 모든 인장 스트립의 변형에너지가 동일하다고 가정하면 강판의 변형에너지(u_p)는 식 (2)에 강판의 체적을 곱하여 구할 수 있다.

$$u_p = 2 \left(\frac{\delta_i \sin 2\alpha}{2h_p} - \frac{f_{py}}{E} \right) f_{py} t l_p h_p \quad (3)$$

전단지배 강판벽은 모든 층의 강판이 소성변형을 나타냈으므로 강판의 에너지 소산량(E_{DP})은 식 (4)와 같이 계산된다.

$$\begin{aligned} E_{DP} &= \sum u_p = 3 u_p \quad (4) \\ &= 6 \left(\frac{\delta_i \sin 2\alpha}{2h_p} - \frac{f_{py}}{E} \right) f_{py} t l_p h_p \end{aligned}$$

본 실험체의 외부 골조에 의한 에너지 소산은 부록의 그림 A-1(b)와 같이 각 부재 단부의 소성힌지에서 발생한다. 소성힌지를 탄성-완전 소성 거동으로 가정하면 소성힌지에서의 에너지 소산량(E_{HF})은 식 (5)와 같이 구할 수 있다.

$$\begin{aligned} E_{HF} &= 4 \left(\sum M_p \right) \theta_p \quad (5) \\ &= 4 \{ 2(M_{pc1} + M_{pb1} + M_{pb2} + M_{pc3}) \} \theta_p \end{aligned}$$

이때 각 소성힌지의 회전각(θ_p)은 평균 층간변위각과 동일하다고 가정하여 구할 수 있다.

$$\theta_p = (\theta_i - \theta_y) = (\delta - \delta_e) / h \quad (6)$$

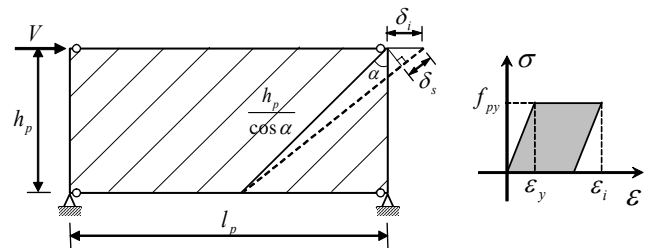
여기서 δ_e 는 외부 골조의 탄성변형으로 보와 기둥의 중앙에 휨에 의한 변곡점이 위치한다고 가정하여 그 위치에 가상힌지를 두고 계산하였다.(Elgolekirk, 1994)

$$\delta_e = \frac{V_{sf} h_s^2}{12 E} \left(\frac{2l}{I_b} + \frac{3h_s}{2I_c} \right) \quad (7)$$

바우싱거효과(Bauschinger effect)에 의한 에너지 소산능력의 감소를 고려하여야 하지만 이력거동에 따른 강도 강화(cyclic hardening)에 의한 상쇄 효과로 인하여 소성힌지의 거동을 탄성-완전 소성 거동으로 가정하여 외부 골조의 에너지 소산량(E_{DF})을 계산하였다.

$$E_{DF} = 1.0 E_{HF} \quad (8)$$

그림 10(b)는 식 (4)와 식 (8)을 이용하여 예측된 웹강판과 외부 골조의 에너지 소산량을 실험 결과와 비교하고



(a) 인장 스트립 모델 (b) 인장 스트립의 이력거동
그림 11. 내부 강판의 에너지 소산량 계산

있다. 그림에 나타난 바와 같이 제안한 식이 에너지 소산량을 근사적으로 예측하고 있다. 실험결과에서는 횡변위가 증가하면서 강판의 찢김이 발생하기 때문에 90mm 변위(2.7% drift) 이후에 강판의 에너지 소산량이 예측값에 비하여 감소하는 경향을 보였다.

그림 12는 전단지배 강판벽 실험체인 FSPW1과 SC4T에 대해 앞에서 정의한 에너지 소산량에 근거하여 이상화된 주기거동 곡선(cyclic curve)을 나타내고 있다. 주기거동 곡선은 2개의 선형 곡선으로 이상화되었다. 제안한 방법이 전단지배 실험체의 에너지 소산량을 근사적으로 예측하고 있다. 실제 강판벽 시스템의 설계에서는 가정된 소성메카니즘에 따라서 식 (5)와 식 (6)을 수정하여야 한다.

5. 결론

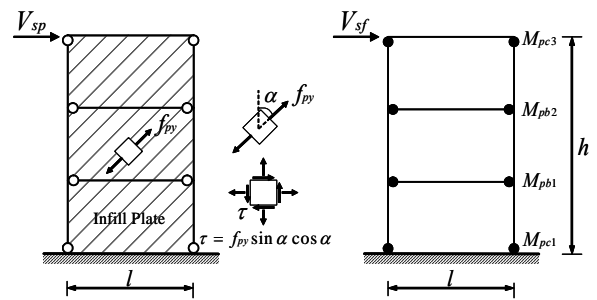
골조강판벽의 최대 에너지소산능력 및 연성능력을 연구하기 위하여 얇은 강판을 사용한 3층 골조강판벽 시스템에 대한 실험을 실시했다. 주요 실험 변수는 강판의 형상비와 기둥 단면의 전단강도이며, 골조강판벽 시스템의 상대적 비교를 위해 중심가새골조(CBF) 및 모멘트저항골조(MRF)와의 비교실험을 실시하였다. 전단지배 강판벽의 주기거동을 예측하기 위하여 본 연구의 실험결과와 기존 실험결과를 토대로 강판벽의 에너지소산능력을 예측할 수 있는 방법을 제시하였다. 실험체에 대한 실험 및 해석 연구로부터 얻은 결론은 다음과 같다.

- (1) 골조강판벽 실험체는 중심가새골조에 비하여 연성도는 최대 2.8배, 에너지소산능력은 5.8배, 모멘트저항골조에 비해서는 강도 3.1배, 연성도 1.9배, 에너지소산능력은 2.8배 뛰어난 내진성능을 나타냈다.
- (2) 전단지배형 변형모드, 기둥의 콤팩트단면, 연성 접합상을 만족시키도록 설계된 골조강판벽은 모멘트저항골조에 필적하는 큰 변형능력을 나타냈다.
- (3) 모멘트저항골조, 중심가새골조 및 철근콘크리트 전단벽과는 달리 전단지배형 골조강판벽은 큰 강도, 강성 및 변형능력을 동시에 달성할 수 있는 이상적인 내진구조시스템으로 사용할 수 있다.
- (4) 외부 기둥부재는 강판의 인장응력장 작용을 저항할 수 있도록 충분한 전단과 휨모멘트 저항 성능을 발휘하도록 설계되어야 한다. 그렇지 않은 경우, 국부적인 소성변형이 발생하여 구조시스템의 연성능력이 저하될 수 있다.

감사의 글

본 연구는 포항산업과학연구원(RIST)의 2004년도 연구과제와 건설교통부 2005년도 건설핵심기술연구개발사업(과제번호 C105A1050001-05A0505-00210)에 의한 재정적 지원을 받아 수행되었으며 이에 감사드립니다.

Appendix



(a) 강판의 전단성능(V_{sp}) (b) 모멘트골조 전단성능(V_{sf})
그림 A-1. 강판벽 시스템의 전단성능

박흥근 등(2004)에 의하면 골조강판벽 시스템의 전단성능(V_s)은 강판과 모멘트골조의 전단성능의 합으로 구할 수 있으며 그 결과는 다음과 같다.(그림 A-1)

$$V_s = V_{sp} + V_{sf} \tag{A-1}$$

$$V_{sp} = \frac{1}{2} f_{py} t l \sin 2\alpha \tag{A-2}$$

$$V_{sf} = 2(M_{pc1} + M_{pb1} + M_{pb2} + M_{pc3})/h \tag{A-3}$$

골조강판벽 시스템의 휨성능(V_f)은 다음과 같이 정의할 수 있다.

$$V_f = \frac{A_c f_{cm} l}{h} \tag{A-4}$$

캐나다 설계기준(CSA, 2001) 및 AISC-Seismic Provisions(AISC, 2005)에 제시되어 있는 강판의 인장응력장 각도(α)는 식 (A-5)로 구할 수 있다.

$$\tan^4 \alpha = \frac{1 + \frac{tl}{2A_c}}{1 + th_s \left(\frac{1}{A_b} + \frac{h_s^3}{360I_c l} \right)} \tag{A-5}$$

Notation

본 논문에 사용된 기호는 다음과 같다.

- A_b = 보의 단면적
- A_c = 기둥의 단면적
- I_b = 보의 단면2차모멘트
- I_c = 기둥의 단면2차모멘트
- M_{pb} = 보의 소성휨모멘트
- M_{pc} = 기둥의 소성휨모멘트
- V_f = 골조강관벽의 휨성능
- V_g = 중력하중
- V_p = 기둥의 전단성능
- V_s = 골조강관벽의 전단성능
- V_{sf} = 모멘트골조의 전단성능
- V_{sp} = 강관의 전단성능
- b_f = 기둥 플랜지의 너비
- d_c = 기둥의 축
- f_{py} = 강관의 항복강도
- f_{cy} = 기둥의 항복강도
- f_{cm} = 기둥의 최대 허용응력 ($f_{cy} - f_{cg}$)
- f_{cg} = 중력하중에 의해 기둥에 유발되는 응력 (V_g/A_c)
- h = 실험체의 높이
- h_p = 웨브 강관의 높이(상·하부 보 플랜지사이의 거리)
- h_s = 층고
- l = 기둥 중심간 간격
- l_p = 웨브 강관의 너비(기둥 플랜지 사이의 거리)
- t = 강관의 두께
- t_f = 기둥 플랜지의 두께
- t_w = 기둥 웨브의 두께
- δ = 최상층 횡변위
- δ_i = 각 층의 횡변위
- δ_s = 스트립의 변형
- α = 강관의 인장응력장 각도(식 (A-5))

참 고 문 헌

대한건축학회 (2005). 건설교통부 고시 건축구조설계기준 (Korean Building Code-Structural), 대한건축학회
 박홍근, 박재혁, 전상우, 김원기. (2004). “주기하중을 받는 골조강관벽의 실험연구” 강구조학회 논문집 16(6)(통권73호)
 American Institute of Steel Construction (AISC).

(1999). *Load and resistance factor design specification*, Chicago
 American Institute of Steel Construction (AISC). (2005). *Seismic provisions for structural steel buildings*, Chicago
 Behbahanifard, MR. (2003). “Cyclic behavior of unstiffened steel plate shear walls.” PhD Dissertation, Dept. of Civil Engineerig, Univ. of Alberta, Edmonton, Alberta, Canada.
 Blodgett, O. (1995). “Structural details to increase ductility of connections.” *Steel TIPS Report*, Structural Steel Educational Council, Moraga, Calif.
 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
 Canadian Standards Association (CSA). (2001). *Limit states design of steel structures*, CAN/CSA S16-01, Canadian Standards Association, Willowdale, Ont., Canada.
 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 Engineerig, Univ. of Alberta, Edmonton, Alberta, Canada.
 Driver, R. G., Kulak, G. L., Kennedy, D. J. L., and Elwi, A. E. (1998). “Cyclic test of a four-storey steel plate shear wall.” *J. Struct. Eng.*, 124(2), 111-120
 Elgaaly, M. (1998). “Thin steel plate shear walls behavior and analysis.” *Thin-Walled Struct.*, 32, 151-180.
 Englekirk, R. (1994). *Steel structures: Controlling behavior through design*, Wiley, New York.
 Hibbitt, Karlsson, and Sorenson Inc. (HKS). (2003). *ABAQUS standard*, Version 6.4, HKS, Pawtucket, RI.
 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
 Zhao, Q., and Astanteh-Asl, A. (2004). “Cyclic behavior of an innovative steel shear wall system.” Proc., *13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, Canada, Paper #2576

(접수일자 : 2006. 4. 12 / 심사일 2006. 5. 2 /
 심사완료일 2006. 7. 12)