

각형강관을 사용한 고강도 콘크리트 전단벽체에 대한 실험적 연구

An Experimental Study on the High-Strength Concrete Shear Wall using Rectangular Steel Tubes

최기봉* 조순호** 김명준*** 오종한****
Choi, Ki-Bong Cho, Soon-Ho Kim, Myung-Jun Oh, Jong-Han

Abstract

Compared to normal-strength concrete, high-strength concrete has the lower lateral expansion capacity caused by the higher elastic modulus and the lower internal crack characteristic. Therefore, the effect of the lateral confining action of hoops appears slowly and also is inefficient. Nevertheless, it has been reported that the strength and deformation capacity of high-strength concrete is improved by well-distributed hoops. Due to that argument, this investigation has been compared and analyzed by the experimental works on the deformation capacity and the confinement mechanism of high-strength concrete shear wall of the high-rise building reinforced by rectangular steel tubes and rectangular hoops at both edges of the shear wall.

1. 서 론

단부가 보강된 벽체의 거동은 띠철근에 의한 횡방향 구속형태 및 하중작용시 띠철근에 의한 구속력 발동시기에 의해 결정된다. 콘크리트가 최대 강도에 도달하기 이전에 띠철근의 구속효과가 발동한다면 콘크리트의 강도 증가는 예상되나, 콘크리트가 최대 강도 도달시 구속철근이 동시에 항복상태에 도달하면 더 이상의 추가적인 구속효과를 기대하기 어려우며 최대강도 이후의 응력-변형도 관계 또한 갑

* 정희원, 경원대학교 건축학과 부교수
** 정희원, 광주대학교 건축공학과 교수
*** 정희원, 태경건축 소장
**** 정희원, 경원대학교 건축학과 석사과정

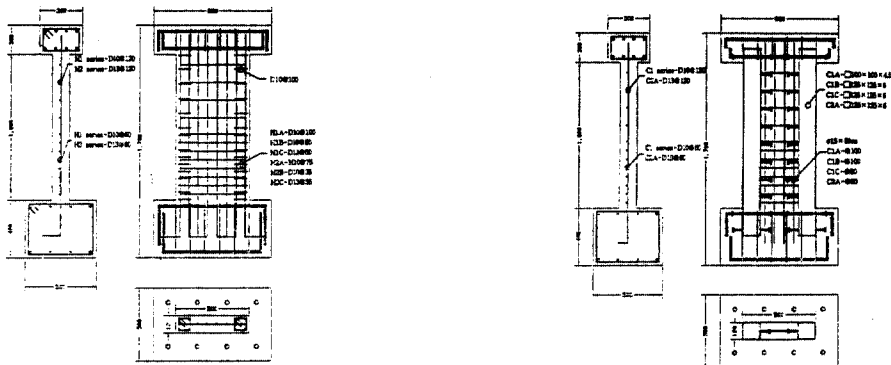
작스런 추락을 나타낸다. 이러한 고강도 콘크리트의 단점을 보완하기 위한 방법의 하나로 고강도 철근을 사용하면, 요구되는 연성을 어느정도 확보할 수 있는 것으로 보고되고 있다. 일반적으로 구속효과를 결정하는 주요 변수로는 콘크리트의 압축강도, 띠철근의 항복강도, 간격, 형태 및 수량 등으로 분류하고 있다.

한편, 고강도 콘크리트는 보통강도 콘크리트에 비하여 높은 탄성계수 및 적은 내부균열(Internal Microcracking) 특성으로 인하여 적은 횡방향 팽창(Lateral Expansion) 성능을 지니고 있으므로, 띠철근에 의한 횡방향 구속작용이 더디게 나타나며, 효율성 또한 낮게 된다. 또한 고강도 콘크리트 전단벽에 적용되는 단부보강 띠철근이 고강도 철근을 사용한다고 해도 너무 조밀하게 배근되어진다. 벽체와 유사한 구조적 거동을 포함하는 기존의 고강도 콘크리트 기둥의 실험 결과에 의하면 조밀한 철근배치에 의해 형성되는 약축의 면(Weakness Plane)에서 커버 콘크리트에 Spalling이 갑작스럽게 발생하여, 띠철근에 의한 구속효과가 발동하기 이전에 강도가 심하게 약화된다. 따라서, 잘 배치된 띠철근의 구속효과는 Spalling이 발생한 이후에나 가능한 것으로 보고되고 있다. 또한, 고강도 콘크리트 기둥의 최종파괴는 경사진 전단 미끄럼 면을 형성하여, 코어 콘크리트 부분을 갈라놓음으로서 완료되는 것으로 보고되고 있다. 그럼에도 불구하고 우수한 띠철근의 배치로 고강도 콘크리트의 강도 및 변형성능을 향상시킬 수 있다고 보고하고 있으나, 보통강도 콘크리트와는 크게 다른 양상을 나타내고 있는 것으로 판단된다. 따라서, 본 연구는 사각형 띠철근 및 이를 대신한 각형강관으로 단부가 보강된 고강도 콘크리트 벽체의 구속 메커니즘 및 이로 인한 벽체의 변형특성에 대한 기본 사항을 이해하고 이를 비교·분석하였다.

2. 실험

2.1 실험체 계획

각 실험체 단면에서 요구되는 최대 휨 내력 및 축방향 내력은 전단벽 단면의 응력 및 변형도 분포 조건하에서 Layer-by-Layer 방법을 사용하여 결정된 모멘트(M)-축력(N) 관계를 통해 구한다. 주요 변수는 콘크리트 강도(500kg/cm², 700kg/cm²), 벽체단부 보강부위의 띠철근량 및 각형강관이다. 각 실험체 상황은 다음 표 1 및 그림 1과 같다.



(a) H series(띠철근보강 시험체)

(b) C series(띠철근보강 시험체)

그림 1 실험체 형상 및 배근도

표 1 실험체 일람표

시험체명		f'c (kg/cm ²)	축방향력 (f'cAg)	웹벽체				경계부재				
				두께 (mm)	수직근	수평근		단면 (mm×mm)	주근	후프		
						O.R.	P.H.R.			O.R.	P.H.R.	띠철근량 (ACI요구)
H1 series	H1A	500	10%	120	D10	D10@120	D10@60	120×120	4-D10	D10@100	D10@100	50%
	H1B	500	10%	120	D10	D10@120	D10@60	120×120	4-D10	D10@100	D10@50	100%
	H1C	500	10%	120	D10	D10@120	D10@60	120×120	4-D10	D10@100	D13@50	200%
H2 series	H2A	700	10%	120	D13	D13@120	D13@60	120×120	4-D13	D10@100	D10@75	50%
	H2B	700	10%	120	D13	D13@120	D13@60	120×120	4-D13	D10@100	D10@35	100%
	H2C	700	10%	120	D13	D13@120	D13@60	120×120	4-D13	D10@100	D13@35	200%
시험체명		f'c (kg/cm ²)	축방향력 (f'cAg)	웹벽체				경계부재				
				두께 (mm)	수직근	수평근		Steel Box	Stud	띠철근량 (ACI요구)		
						O.R.	P.H.R.					
C1 series	C1A	500	10%	120	D10	D10@120	D10@60	□100×100×4.5	φ15×89mm@100	-		
	C1B	500	10%	120	D10	D10@120	D10@60	□125×125×6	φ15×89mm@100	-		
	C1C	500	10%	120	D10	D10@120	D10@60	□125×125×6	φ15×89mm@80	-		
C2 series	C2A	700	10%	120	D13	D13@120	D13@60	□125×125×6	φ15×89mm@80	-		

- 시험체명 : H-띠철근보강, C-각형강관보강, 1-콘크리트강도500kg/cm², 2-콘크리트강도700kg/cm²
A,B,C-띠철근량 각각 기준의 50%, 100%, 200%(C series는 위의 표 참조)
- P.H.R. : Probable Plastic Hinge Region (벽체 하부로부터 상부로 500mm지역)
- O.R. : Other region (Plastic Hinge Region을 제외한 상부 500mm지역)

2.3 실험체 제작

실험체 제작에 사용된 시멘트는 국내용 1종 보통 포틀랜드 시멘트를, 세골재는 인천산 세척사를 500kg/cm²과 700kg/cm² 실험체에 동일하게 사용하였으며, 조골재는 500kg/cm²과 700kg/cm²에 대해 각각 최대골재크기 25mm와 19mm를, 그리고 나프탈렌계의 고유동화제를 사용하였다. 벽체 철근은 재질 SD40의 D10, D13이며, 실험체 상부의 가력보(Loading Beam) 및 하부의 기초철근 중 주근은 재질 SD40의 D22, 보조근은 D10으로 제작하였다.

2.4 실험방법

축력은 실험체 상부 골조에 설치된 수직 100t RAM에 의해 H series는 0.1f'c에 해당하는 축력을 실험 종료시까지 일정하게 가력하고, C series는 H series와의 정확한 비교·분석을 위해 C1 series에는 H1 series의 축력을 C2 series에는 H2 series의 축력을 적용하여 실험 종료시까지 일정하게 가력하였다(그림 2, 3). 횡력은 골조에 설치된 50t actuator에 의해 변위제어법에 따라 부재 항복 변위(하중 변위 곡선상에서 급격히 강성이 변화된 시점의 변위)의 배율로 점증 가력되는 변위이력으로 가력하였다. 실험체의 외부변형은 선형 변위측정기(LVDT), 실험체 내부철근의 변형상태는 와이어 스트레인 게이지에 의해 각각 측정되었다.

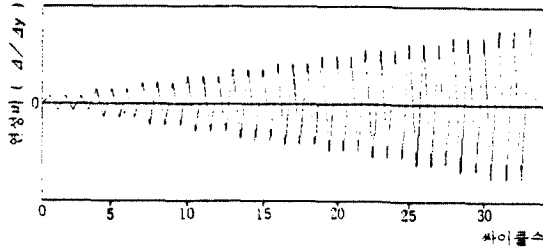


그림 2 변위이력(Loading Sequence)

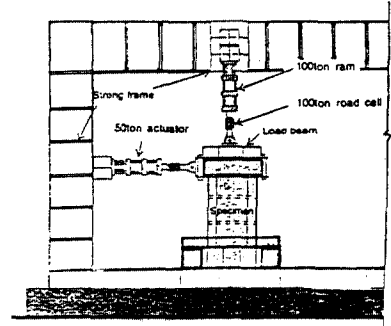


그림 3 실험체 설치상황

3. 실험결과 및 분석

3.1 일반적 파괴상황

H series와 C series는 상이한 균열진행 상황을 보였다(표 2). H series는 균열이 소성흔지부분에 집중적으로 나타났고, 진행이 단부의 휨균열이 계속해서 내부로 진행되며, 최종파괴가 주철근의 절단 및 하부 콘크리트의 취성적 파괴에 의해 나타났다면, C series의 경우는 초기 사이클에는 각형강관과의 접합부인 콘크리트의 단부에서 휨균열이 약간 발생하고 사이클이 진행됨에 따라 휨균열이 내부로 진행되는 한편 새로운 경사균열이 산발적으로 발생하여 진전되는 균열진행상황을 보였고, 최종파괴는 C1A실험체를 제외하고는 각형강관의 단부 하부가 항복한 이후 변위가 증가됨에 따라 더 이상 콘크리트의 파괴는 없었고 기초보에 정착되어 있는 각형강관을 따라 균열이 수직방향으로 발생하여 기초보의 파괴에 이르러 실험이 종료되었다. 또한 C series는 균열이 벽체 전반에 걸쳐 폭넓게 발생되었으며, 벽체 콘크리트는 실험종료시까지 아주 큰폭의 균열이 없이 성능을 발휘하였고, 콘크리트 강도가 500kg/cm²인 C1B, C1C실험체가 700kg/cm²강도의 H2 series보다도 훨씬 높은 강도와 성능을 발휘하였다.

표 2 실험결과 일람표

시험체	f'c kg/cm ²	전단력(ton)		변위(mm)	
		Vy	Vmax	Δy	Δmax
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
H1A	516.8	H1A와 H1B실험체의 실험결과는 가력장치 등의 미설치로 실험상의 오차가 크다고 판단되어 기술에서 제외하였다.			
H1B	516.8				
H1C	516.8	13.35	17.63	4.1	16.4
H2A	750.6	18.08	24.46	4.5	18.0
H2B	750.6	18.00	25.88	4.4	22.0
H2C	750.6	18.49	23.92	4.5	18.0
C1A	516.8	20.58	28.29	4.9	24.5
C1B	516.8	21.46	30.45	5.0	30.0
C1C	516.8	26.08	38.79	4.9	44.1
C2A	750.6	25.61	36.04	5.1	30.6

(2)실험시 콘크리트 압축강도, (3)항복하중, (4)최대하중, (5)(6)은 (3)(4)에 상응하는 변위

3.2 이력특성

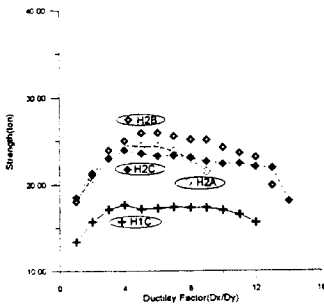
각형강관보강 실험체의 하중-변위 곡선은 띠철근보강 실험체의 하중-변위 곡선과 유사하게 전체적인 거동은 안정된 휨거동을 하였으며, 최대강도 및 변위도 높게 나타났다.

3.2.1 최대강도

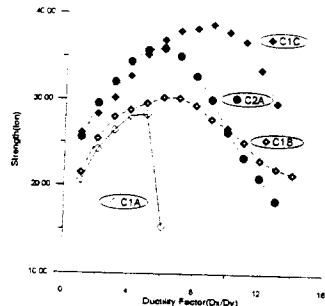
그림 4에 나타낸 바와 같이 우선 H2 series를 살펴보면 H2B의 최대강도가 H2A와 H2C의 경우보다 높게 나타났다. H2C보다 H2B의 최대강도가 더 높게 나타난 것은 H2C의 경우 실험체의 크기에 비해 띠철근이 너무 조밀하게 배치되어 콘크리트의 일체성이 떨어져 단부의 피복콘크리트의 박리에 따른 강도저하에 기인한 것으로 보여진다.

C series를 살펴보면 최대강도가 C1A, C1B, C2A, C1C의 순으로 높았다. 단부보강된 각형강관의 단면이 클수록, 스테드의 개수가 많을수록 최대강도가 높아졌다. C2A의 최대강도가, 같은변수에 강도가 낮은 C1C의 경우보다 적고 최대강도 이후 강도저하 또한 C1C실험체에 비해 다소 급격하게 나타났다.

C series는 H series에 비해 매우 높은 최대강도를 보였는데, C1 series에서 가장높은 최대강도를 보인 C1C실험체의 경우, H2 series에서 가장높은 최대강도를 보인 H2B실험체보다도 약1.5배나 높은 최대강도를 보였다.



(a) H series(띠철근보강 실험체)



(b) C series(각형강관보강 실험체)

그림 4 연성비별 최대하중 비교

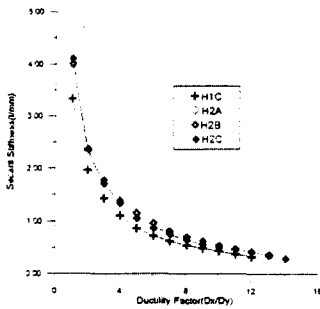
3.2.2 활선강성

그림 5에 나타낸 바와 같이 우선 H series의 활선강성변화를 살펴보면, H1C실험체의 경우 매우 안정된 강성변화를 보여준다. H2 series의 활선강성도 큰 차이를 보이고 있지는 않으나, H2B실험체가 H2C실험체보다 중반에 다소 높은 강성을 보여준다. 이는 H2C실험체가 실험체 크기에 비해 너무 조밀하게 띠철근이 배근되어 나타난 결과로 보여진다.

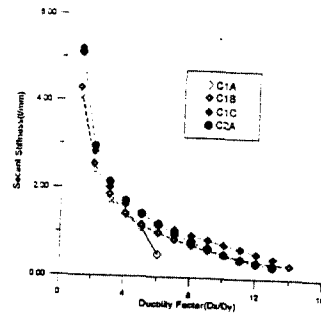
C series의 활선강성변화를 살펴보면, C1 series의 경우 다른 실험체들보다 작은 단면크기의 각형강관을 사용한 C1A실험체는 후반에 급격한 강성의 저하를 보였고, C1B와 C1C실험체는 안정된 강성변화를 보였는데, C1C실험체가 C1B실험체보다 월등히 높은 강성을 보여 각형강관보강시 스테드에 의한 정착에 있어서, 스테드량이 매우 중요한 변수임을 보여준다.

또한 C2A의 경우 중반에서의 강성은 C1C실험체보다 높았으나, 후반으로 갈수록 C1C실험체보다 현저히 강성이 저하됨을 보여 각형강관으로 단부를 보강할 경우는 각형강관 자체의 강성과 콘크리트와 스테드와의 정착이 콘크리트의 강도보다 전체의 강성변화에 더 큰 영향을 줄 수 있었다.

그림 5의 (a)와 (b)를 비교해 보면 콘크리트강도 500kg/cm²의 각형강관보강 실험체의 강성이 콘크리트강도 700kg/cm²의 띠철근보강 실험체보다도 월등히 높음을 보여준다. 이로보아 각형강관으로 단부를 보강하여도 무난함과 동시에 훨씬 큰 능력을 발휘할 수 있음을 알 수 있다.



(a) H series(띠철근보강 실험체)



(b) C series(각형강관보강 실험체)

그림 5 활선강성 변화

3.2.3 에너지 소산능력

시험체들의 총에너지 소산량을 살펴보면, 우선 H series의 경우 H1A실험체의 총에너지 소산량은 1.182t · m로 H2A 및 H2B보다도 높았다. H2 series를 보면, H2A의 총에너지 소산량은 1.076t · m이고, H2B의 경우는 1.125t · m, H2C의 경우는 1.268t · m로 나타났다.

C series의 경우 C1A실험체의 총에너지 소산량은 1.207t · m이고, C1B의 경우는 3.167t · m, C1C의 경우는 3.84t · m로 앞쪽의 결과들과 마찬가지로 C1C시험체가 가장 높은 에너지소산면적을 확보하고 있었고, C2A의 경우 3.344t · m로 역시 C1C보다는 적게 나타났다.

3.2.4 연성 평가

표 3에 나타낸 바와 같이 H1C의 경우 전 시험체에서 연성비가 가장 좋았으며, 이로보아 콘크리트 강도 500kg/cm²에서는 기준의 띠철근량을 200%로 보강하여도 무난함으로 보인다.

H2 series에서는 H2B시험체의 연성비가 가장 좋았는데, 이는 앞서 말했지만 H2C의 경우 시험체 크기에 비해 띠철근이 조밀하게 배근되어 H2B보다 연성능력이 떨어진 것으로 보여져, 700kg/cm²이상의 고강도콘크리트에 띠철근보강시에는 철근간격이 너무 조밀해져 각형강관으로 대체함이 좋을 것으로 판단된다.

C series에서는 C1C의 연성비가 C2A보다도 좋게 나타났는데, 역시 이 결과를 보아도 각형강관으로 단부보강시에는 콘크리트의 강도보다 각형강관의 단면크기와 스테드량이 더 중요한 변수임을 알 수 있다.

표 3 시험체별 강도, 변위 및 연성비

시험체명	Δ_y (mm)	V_y (ton)	Δ_{max} (mm)	V_{max} (ton)	$\Delta_{0.8max}$ (mm)	$V_{0.8max}$ (ton)	$\frac{\Delta_{0.8max}}{\Delta_y}$
H1C	4.1	13.35	16.4	17.63	62	14.10	15.1
H2A	4.5	18.08	18.0	24.46	37	19.57	8.2
H2B	4.4	18.00	22.0	25.88	50	20.70	11.4
H2C	4.5	18.49	18.0	23.92	43	19.14	9.6
C1A	4.9	20.58	24.5	28.29	29	22.63	5.9
C1B	5.0	21.46	30.0	30.27	52	24.22	10.4
C1C	4.9	26.08	44.1	38.76	63	31.01	12.9
C2A	5.1	25.61	30.6	36.00	46	28.80	9.0

4. 결 론

이상과 같은 고강도 콘크리트를 사용한 전단벽체의 단부를 띠철근 및 각형강관으로 보강하여 실험한 결과 다음과 같은 결론을 얻었다.

- 1) H series와 C series는 상이한 균열진행 상황을 보였다. H series에 비해 C series는 균열이 벽체 전반에 걸쳐 폭넓게 발생되었으며, 벽체 콘크리트는 실험종료시까지 아주 큰폭의 균열이 없이 성능을 발휘하였고, 콘크리트강도가 500kg/cm²인 C1 series가 700kg/cm²강도의 H2 series보다도 훨씬 높은 강도와 성능을 발휘하였다.
- 2) C1 series에서 가장높은 최대강도를 보인 C1C실험체의 경우 최대강도가 38.8t으로, H2 series에서 가장높은 최대강도를 보인 H2B실험체가 25.9t인 것과 비교하여서도 약1.5배나 높은 최대강도를 보여, 각형강관보강 실험체가 띠철근보강 실험체보다 우수한 성능을 발휘하였다.
- 3) H1C의 경우 전 시험체에서 연성비가 가장 좋아 콘크리트 강도 500kg/cm²에서는 기준의 띠철근량을 200%로 보강하여도 무난함으로 보이지만, 700kg/cm² 이상의 고강도 콘크리트에 띠철근보강 시에는 철근간격이 너무 조밀해져 각형강관으로 대체함이 좋을 것으로 판단된다.
- 4) 각형강관보강 시험체의 경우 단부보강된 각형강관의 단면이 클수록, 스테드의 개수가 많을수록 높은 최대강도와 강성을 보여주었다. 스테드에 의한 정착에 있어서 스테드량과 각형강관의 단면 크기가 매우 중요한 요소로 작용하였다.
- 5) 각형강관으로 단부를 보강할 경우는 각형강관 자체의 강성과 콘크리트와 스테드와의 정착이 콘크리트의 강도보다 전체의 강성변화에 더 큰 영향을 줄을 알 수 있다.
- 6) 향후 각형강관과 벽체와의 접합부의 배근상세 및 기초에 대한 각형강관의 정착방법과 각형강관 크기 및 스테드량 등의 변수를 더욱 다양하게 준 연구의 추진이 바람직하다고 사료된다.

참 고 문 헌

1. Aktan, Ahmet E., and Bertero, Vitelmo V., "RC Structural Walls : Seismic Design for Shear",

- Journal of Structural Engineering, ASCE, V.111, No.8, Aug.1985, pp.1775-1791.
2. Lefas, I.D., "Behavior of Reinforced Concrete Walls and Its Implication for Ultimate Limits State Design", PhD Thesis, Imperial College, University of London, 1988, 330pp.
 3. 尹顯道, 崔彰植, 李利衡, "鐵筋콘크리트 低型 剪斷壁의 剪斷強度", 大韓建築學會論文集, 第9卷, 第7號, 1993.7, pp.163-171.
 4. Iliya, R. and Bertero, V.V., "Effects of Amount and Arrangement of Wall-Panel Reinforcement on Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Walls", Report No. EERC 80-04, Feb. 1980.
 5. Dawin, D., and Nmai, C.K., "Energy Dissipation in RC Beams under Cyclic Load", Journal of Structural Div., ASCE, Vol.112, No.8, Aug., 1986, pp.1829-1846.
 6. Shamim A. Sheikh and Shafik S.Khoury, "Confined Concrete Columns with Stubs", ACI Journal, V.90, No.4, July-August 1993, pp.414-431.
 7. Paulay T. and Priestley M.J.N., "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Building", John Wiley & Sons, INC.
 8. Aktan A.E. and Bertero V.V., "Conceptual Seismic Design of Frame-Wall Structures", Journal of ASCE, Vol.110, No.11, November 1984, pp.2778-2797.
 9. 崔根道, 鄭學英, 尹顯道, 崔彰植, 李利衡, "剪斷補强筋比에 따른 高强度 鐵筋콘크리트 耐力壁의 履歷特性", 韓國콘크리트學會 學術發表 論文集, 1994. 4, pp.86-90.
 10. 崔根道, "剪斷補强筋比에 따른 高强度 鐵筋콘크리트 耐力壁의 履歷特性", 漢陽大學校 大學院 碩士學位論文, 1994.8.
 11. 尹顯道, "高强度 鐵筋콘크리트 耐力壁의 耐震性能", 漢陽大學校 大學院 博士學位論文, 1995.2.