경계요소의 횡보강근 상세를 개선한 RC 특수전단벽의 내진성능 평가

Seismic Evaluation of RC Special Shear Wall with Improved Reinforcement Details in Boundary Elements

천영수¹

Young-Soo Chun¹

(Received April 5, 2012 / Revised April 18, 2012 / Accepted April 18, 2012)

요 약

이 논문은 KBC2009에서 규정하고 있는 RC 특수전단벽과 시공성 개선을 목적으로 제안된 경계요소 내 완화된 배근상세를 갖는 특수전단벽과의 비교 실험결과를 제시하고 있다. 연구목적에 따라 22층 벽식구조 아파트로부터 모델링된 최하층 벽체가 2/3크기로 축소되어 2개의 실험체가 제작되었으며, 일정축력 하에서 반복가력 실험이 실시되었다. 실험결과, 완화된 배근상세를 따르는 특수전단벽체는 KBC2009의 배근상세를 따르는 특수전단벽체와 등가점성 감쇠비를 통해 계산된 에너지소산능력 및 연성도에서는 약간의 차이를 보이고 있으나, 하중-변위 측면에서는 매우 유사한 능력을 보이는 것으로 나타났다. 또한, 현행 설계기준에서 제시하고 있는 1.5% 수준의 층간변위비 조건을 충분히 만족하고 있음을 확인하였다.

주제어 : 특수전단벽, 경계요소, 완화된 배근상세, 내진성능

ABSTRACT

This paper summarizes the seismic performance of two shear walls with different reinforcement details in boundary elements. One is a special shear wall designed by KBC2009 and the other is a shear wall with improved reinforcement details in boundary elements, which is a newly proposed type of special shear wall. Experimental tests under cyclic reversed loading were carried out with two 2/3 scale shear walls which were modelled from the lower part of seismic-resisting shear wall in 22-stories wall-slab apartment building. The experimental results show that seismic performance of shear wall with improved reinforcement details was almost similar to that of special shear wall with respect to the moment-drift ratio. However, energy dissipation capacity and ductility were slightly different. Also, shear wall with improved reinforcement details in boundary elements satisfied the inter-story drift limit of 1.5% from KBC2009.

Keywords: Special Shear Wall, Boundary Element, Relaxed Reinforcement Detail, Seismic Performance

1. 서 론

최신 내진기술정보를 바탕으로 개정된 KBC2009(국토해양부 고시, 2009)에서는 구조형식별로 안전성 확보를 위한 높이제한 규정을 두고 있다. 이 규정에 따르면 내진설계범주 D에 속하는 RC건물의 경우 특수전단벽체를 사용하는 조건에 한하여 60m 이상 건축을 허용하고 있다.

특수전단벽 구조는 벽체가 설계레벨 변위에서 갑작스런 붕괴가 발생하지 않도록 적절한 변형능력을 보유할 수 있게 벽체의 양단부를 특별한 배근상세로 보강한 벽체시스템을 말한다. 즉 연직하중과 지진하중으로 구성된 조합하중 하에서

벽체의 콘크리트 최연단 압축변형도가 0.003을 넘는 부분(변위기반설계법) 또는 압축응력이 $0.2f_{ck}$ (여기서 f_{ck} 는 콘크리트의 압축강도)를 넘는 부분(응력기반설계법)에 대하여 잘 구속된 경계요소(특수경계요소)가 요구된다(Wallace et al., 1999; Thomson et al., 1995).

특수경계요소를 필요로 하는 특수전단벽의 규정은 미국의 ASCE7-05(ASCE, 2005) 및 ACI318(ACI, 2008)의 규정을 준용한 것으로, 강진으로 지진위험도가 높은 지역을 대상으로 벽체의 연성확보를 위하여 도입된 규정이다. 하지만 우리나라의 경우 지진에 대한 위험도가 미국의 강진지역과 비교하여 상대적으로 높지 않음에도 불구하고, KBC2009에 따른 지

본 연구는 2011년 토지주택연구원에서 수행한 「구조시스템의 높이제한 규정 완화를 위한 준특수전단벽 상세 개발」의 내용을 수정·보완하여 정리한 것임.

1) 한국토지주택공사 토지주택연구원 수석연구원(교신저자: cysoo@lh.or.kr)

진재해도와 지진구역별 지역계수를 적용하면 다수의 경우가 내진설계범주 D에 해당하여 60m이상 고층건물에 특수전단벽의 사용이 불가피한 실정이다. 건물의 안전확보를 위해서는 관련 규정을 준수함이 바람직하겠으나 현행 규정에 의한 특수전단벽 경계요소의 배근상세는 현장에서 시공이 어려운 복잡한 상세로 이루어져 있어 시공성 및 경제성에 크게 영향을 미치는 것으로 보고되고 있으므로 상대적으로 높지 않은 지진위험도를 갖는 국내 실정을 감안할 때 현재 제시되어 있는 배근상세가 그대로 바람직한 것인가에 대해서는 재고의 여지가 있다고 사료된다. 또한 실무적으로도 국내 실정에 맞게 보다 현실적인 대안이 필요한 상황이다.

따라서 본 연구에서는 KBC2009에서 제시하고 있는 특수전단벽에 대하여 경계요소에 완화된 배근상세를 지닌 새로운 벽체시스템을 제안하고, 동 구조시스템의 내진성능을 기존의 특수전단벽과 비교하여 검증함으로써 국내 실정에 맞는 보다 효과적인 대안 설정을 위한 근거자료를 마련하고자 한다.

2. 새로운 특수전단벽 경계요소의 배근상세 제안

특수전단벽에서 벽체의 유효 변형능력 확보를 위한 횡보강간격의 $D/4$ (D =벽체의 두께) 규정은 특히 특수경계요소의 시공에 상당한 어려움으로 작용하고 있다. 횡보강간격에 대해서는 모체규정인 ACI318-08에서조차도 기존 실험결과들을 준용하여 $D/3$ 까지 완화된 규정을 적용하고 있으므로 본 연구에서도 이를 준용하여 적절한 실험적 근거를 확보한다는 조건에서 $D/3$ 로 제한간격을 완화하여 적용하는 방안을 제안하고자 한다.

또한, 기존 연구결과(조순호 등, 1993)에 의하면 오픈형 후프(ㄷ)로 교차하여 보강하는 경우 폐쇄형 후프로 보강하는 경우와 거의 동등한 변형능력을 확보할 수 있는 것으로 보고하고 있으며, 후프철근과 같은 굵기와 간격으로 된 연결철근(tie)이 후프철근과 동등한 성능을 발휘할 수 있음을 규정하고 있음(KBC2009 0520.4.4.1(3))에 착안하여 오픈형 후프와

그림 1. 특수전단벽 경계요소의 기존상세와 제안상세 비교

타이로 구성된 보강상세를 기존 특수경계요소의 대체상세로서 제안하고자 한다.

이러한 보강방법은 폐쇄형 후프와 동등한 변형능력을 확보할 수 있음이 입증된다면 시공성을 크게 개선하게 될 것으로 기대된다(천영수 등 2011). 그림 1은 현행 기준에 의한 상세와 새롭게 제안된 상세의 특징을 비교하여 나타낸 것이다.

3. 실험계획

3.1 연구대상 건물 및 실험체 모델링

연구대상 건물은 층고 2.8m인 22층의 벽식아파트이다(그림 2 참조). 건물의 높이는 61.6m로 지반조건이 S_D 와 S_E 인 경우 내진설계범주 D에 해당됨으로 현행 구조설계기준의 적용에 있어서 특수전단벽을 채용해야 하는 경우에 해당된다. 실험을 위한 프로토타입 벽체는 길이 1.8m, 두께 30cm, 높이 61.6m인 전단벽이며, 실험실 조건을 고려하여 이를 2/3로 축소하였다.

따라서 실제 실험에 사용된 벽체의 형태는 길이 1.2m, 두께 20cm, 높이 41.07m이며, 전단벽의 소성힌지가 벽체 하부에 집중됨을 고려하여 실험체 설계 시 보강구간 설정에 반영하였다(그림 3 참조).

3.2 실험변수 및 실험체

실험의 주요 변수는 전단벽 특수경계요소 설치구간 내의 횡보강 상세이다. 실험체는 특수전단벽 상세를 갖는 기준실험체(SW1)와 완화된 상세를 갖는 실험체(SW2)로 구분하여 총 2개의 실험체를 제작하였으며, 특수경계요소 설치구간에서의 경계요소 배근상세와 횡보강철근비를 달리하여 벽체의

그림 2. 연구대상 건물 및 실험체 모델링

그림 3. 모델링된 벽체와 하중조건

표 1. 실험체 일람표

구분	L_W (mm)	H_W (mm)	C (mm)	B.E 길이 (mm)	M_n (kNm)	P_n (kN)	V_n (kN)	수직 보강근	수평 보강근	단부 보강근	ρ_s
SW1	1200	200	305	305	771	761	895	D10@200	D10@200	6-D10@120	0.0346
SW2	1200	200	305	305	771	761	895	D10@200	D10@200	6-D10@120	0.0266

주) L_W : 벽체의 길이, H_W : 벽체의 두께, B.E.길이 : 경계요소의 길이, C : 중립축 깊이, ρ_s : 횡보강 철근의 체적비(그림 4 참조)

(a) SW1

(b) SW2

그림 4. 실험체의 형상 및 치수

그림 5. 실험체 설치도

3.3 실험체 설치 및 하중가력방법

일반적으로 고층 벽식건물에서는 전단벽의 하부에 약 $0.1 \sim 0.2 A_g f_{ck}$ 에 해당하는 중력하중이 전달된다. 본 실험에서는 연구대상 건물의 높이를 고려하여 $0.1 A_g f_{ck}$ (648kN)에 해당하는 축력을 고려하였다.

중력하중은 먼저 실험체를 반력바닥에 고정된 후, 실험이 진행되는 동안 유압잭을 사용하여 계획된 하중이 벽체 상부에 수직방향으로 재하되도록 하였다. 이 때, 벽체 상부에는 철골보를 설치하여 벽체에 등분포된 축하중이 작용될 수 있도록 하였다. 또한 유압잭과 철골보 사이에는 로드셀을 두어 하중 값을 실시간 확인함으로써 실험이 진행되는 동안 가능한 한 일정 축력이 유지될 수 있도록 하였다.

횡방향 하중은 역삼각형 형태의 하중을 가정하였으며, 이 하중분포에 의해 발생하는 휨모멘트와 전단력의 관계가 유지되도록 가력시스템을 계획하였다. 횡방향 하중의 가력에는 250kN용량의 액츄에이터(actuator)를 사용하였으며, 가정된 역삼각형 형태의 횡방향 하중으로 인해 발생하는 전도모멘트는 2개의 수직방향 액츄에이터에 의해 전달되도록 하였다. 실험체에 작용하는 반복하중은 벽체의 중앙부에 설치된 기준 변위계의 변위량에 따른 변위제어방식으로 가력하였다. 하중 가력 방향은 액츄에이터에 미치는 힘이 작용하는 경우를 정(+) 방향, 당기는 힘이 작용하는 경우를 부(-)방향으로 정의하였다. 그림 5에 실험체 설치상황을 나타내었다.

하중가력 이력(loading history)은 실험체의 변형능력 및 강도저하 등을 확인할 수 있도록 부재각(벽체 상하부 횡방향

거동에 미치는 영향을 파악하였다. SW2 실험체 단부 보강상의 특징은 폐쇄형 스티럽을 사용하는 대신 U-bar와 tie-bar의 조합에 의하여 경계요소 영역을 구속하며, 수직방향의 간격이 기존 D/4(D:벽체의 두께)에서 D/3으로 완화된 점이다.

표 1은 실험체 일람표를 나타낸 것이며, 그림 4는 실험체의 치수와 단면형상을 나타낸 것이다. 각 실험체는 동일한 수직철근과 수평철근으로 배근된 장방형의 단면형상을 하고 있으며, 예상 강도는 단부의 구속된 콘크리트의 횡보강 효과를 무시하고 산정된 강도이다. 따라서 두 실험체는 동일한 휨강도를 보이도록 설계하였다.

변위의 차이를 벽체 길이에 해당되는 1,400mm로 나눈 값) 1/600, 1/400, 1/300, 1/200, 1/150, 1/100, 1/75, 1/50, 1/33별로 2회의 변위사이클이 진행되도록 가력하였다. 그림 6은 실험에 사용된 하중이력을 도시한 것이다.

그림 6. 하중이력

3.4 계측방법

하중가력 시 철근의 항복여부와 변형률을 측정하기 위해 휨철근과 전단철근에 스트레인게이지를 부착하였으며, 벽체의 압축단부에는 콘크리트 변형률 측정용 게이지를 설치하였다. 설치위치는 그림 4에 함께 도시하였다.

또한 벽체 소성힌지부의 휨 및 전단변형 측정을 위해 총 9개의 변위계가 설치되었으며, 각 변위계의 설치위치와 설치 목적은 그림 7과 같다.

그림 7. LVDT 설치위치도

4. 재료시험

실험에 사용된 콘크리트의 압축강도는 실험체와 동일한 조건에서 양생한 3개의 공시체를 사용하였으며, 실험 당일 강도를 시험하여 평균값 31.5MPa를 얻었다. 또한 실험에 사용된 D10 이형철근의 인장강도 시험결과는 표 2와 같다.

표 2. 철근의 인장강도 시험결과

D10 이형철근 (SD 400)	단면적 (mm ²)	최대하중 (N)	인장강도 (N/mm ²)	항복하중 (N)	항복점 (N/mm ²)	연신율 (%)
시편 1	71.33	49,078	688.05	40,285	567.40	25
시편 2	71.33	49,216	689.97	40,680	570.30	24

5. 실험결과 및 분석

5.1 균열상황

실험을 진행하는 동안 벽체의 균열발생 상황을 조사하여 실험체에 표기하면서 균열의 진전 상황을 관찰하였다. 조사 시점은 중력하중 가력 직후, 각 횡변위비의 2번째 사이클 종료 직후, 그리고 최종파괴 시이다. 그림 8과 그림 9는 각 실험체별로 주요 가력단계별 균열분포와 실험종료 후 파괴 및 균열분포를 도시한 것이다.

두 실험체 모두 400kN·m의 휨모멘트 가력 시부터 거의 횡보강간 간격과 동일한 간격으로 균열이 형성되기 시작하였으며, 1/200의 변형상태에서 정(+), 부(-)방향 가력 시 발생한 휨균열이 서로 교차하면서 초기의 휨균열이 비보강 영역에서 전단균열로 진행되기 시작하였다. 부재각 1/50에서는 두 실험체 모두 압축측 단부의 세로균열이 발생하기 시작하였는데, SW2실험체에서는 압축철근의 좌굴이 발생한 반면, SW1 실험체의 경우에는 압축측 피복 콘크리트가 탈락되었을 뿐 철근의 좌굴은 발생하지 않았다. 이후 파괴상황은 SW1실험체가 SW2와 비교하여 다소 느리게 진전되는 양상을 보였다.

(a) 부재각 1/200

(b) 부재각 1/50

(c) 최종 파괴 시

그림 8. SW1 실험체의 균열상황

(a) 부재각 1/200

(b) 부재각 1/50

(c) 최종 파괴 시

그림 9. SW2 실험체의 균열상황

(a) SW1

(b) SW2

그림 10. 모멘트-횡변위비 관계

5.2 모멘트-횡변위비 관계

그림 10은 각 실험체의 모멘트-횡변위비 관계를 나타낸 것이고, 표 3은 실험체가 최대 모멘트에 도달했을 때의 횡변위비를 정(+), 부(-)방향으로 구분하여 정리한 것이다. 실험결과, 두 실험체는 모두 예상 최대강도 이상의 내력을 보유하고 있는 것으로 나타났다. 또한 SW2실험체가 SW1실험체보다 강도저하가 일찍 시작되었지만 최대강도에 도달한 이후 최대강도의 80% 이하로 내력이저하되어 파괴에 이르기까지의 횡변위비는 두 실험체가 동일한 사이클에서 발생하였다는 점에서 두 실험체의 성능이 거의 유사한 것으로 나타났다. 다만 SW1실험체는 정(+)방향 가력 시 횡변위비 2.9%에서 완전한 2 사이클을 경험한 반면, SW2실험체는 정(+)방향 가력 시 횡변위비 2.9%에서 1 사이클을 경험한 후 바로 파괴에 도달하여 두 실험체의 성능 차이를 나타내었다. SW2실험체의 경우 횡변위비 2.9%에서 계획된 2 사이클을 완전하게 경험하지 못하였다는 점에서 SW1실험체와 구분되어 성능이 다소 떨어지는 것으로 판단할 수 있지만 이전 사이클에서 경험한 횡변위비가 2%라는 점을 고려할 때 충분히 약 2.5% 정도의 횡변위비는 경험 가능한 것으로 결론지을 수 있다. 이러한 횡변위비는 현행 내진기준에서 요구하고 있는 벽체의 횡변위 기준과 비교하여 충분히 그 한계를 상회하는 값이므로 본 연구에서 완화되어 제시된 배근상세는 국내 지진위험도 설계레벨

표 3. 최대모멘트에서의 횡변위비

실험체명	(+) cycle		(-) cycle	
	Mmax (kN·m)	Drift ratio (%)	Mmax (kN·m)	Drift ratio (%)
SW1	830.2	2.9	950.3	1.3
SW2	845.5	1.7	905.5	1.87

에서 충분히 사용 가능한 것으로 판단된다.

5.3 강성저하 및 에너지소산능력 비교

그림 11과 그림 12는 각각 두 실험체의 횡변위력의 증가에 따른 강성저하와 누적에너지소산면적을 나타낸 것이다. 강성저하의 경우 SW1과 SW2의 구분이 거의 없는 것으로 나타나 두 실험체가 유사한 강성유지 능력을 지니고 있는 것으로 나타났다. 또한 누적에너지소산면적의 경우 강도의 심각한 저하 없이 거의 같은 레벨의 횡변위비를 경험하였기 때문에 그림으로부터 알 수 있는 바와 같이 거의 동일한 값을 보여주고 있다. 이상의 두 지표를 기준으로 볼 때 SW1과 SW2

(a) (+) cycle

(b) (-) cycle

그림 11. SW1과 SW2 실험체의 강성저하

그림 12. 누적에너지소산면적 비교

(a) SW1

(b) SW2

그림 13. 벽체 하부철근의 변형도

는 변화가 없었으나 인장 측의 철근은 이미 항복 변형율을 넘어선 것을 알 수 있다. 이는 단부의 횡보강 철근이 횡보강 근 내부 코어 콘크리트의 압축강도를 증진시키고, 벽체의 지진에너지 흡수 능력을 좌우하는 철근의 소성이력이 잘 진행 되도록 역할을 하고 있음을 나타낸다. 이는 압축측 콘크리트의 압괴 발생 이후 인장측 철근이 곧 바로 끊어지면서 실험체가 매우 취성적으로 파괴되는 결과와도 부합된다.

5.5 연성 및 등가점성 감쇠비

전단벽 실험체의 수평저항 성능을 평가하기 위하여 회전연성도를 산정하여 이를 비교하였다. 회전연성도는 항복시의 회전각에 대한 실험체 최대회전각의 비로 정의 하였다. 여기서 항복강도는 최대강도의 75%에 해당하는 강도를 기준으로 산정하였다. 각 실험체의 회전연성도는 그림 14와 같다. 그림으로부터 알 수 있는 바와 같이 회전연성도는 SW1실험체의 경우 4.84, SW2실험체의 경우 3.85로 SW1실험체가 약 25% 정도 큰 것으로 나타났다.

이는 단부 횡보강철근의 철근비 차이로 인한 것으로 판단된다. 또한 접합부의 성능을 표시하는 지표로서 ACI ITG(2001)에서 언급한 등가점성 감쇠비를 사용하여 비교하였다. 등가점성감쇠(equivalent viscous damping)는 진동을 해

는 횡변위비 약 2.5% 내에서는 거의 유사한 내진성능을 보유하고 있는 것으로 판단된다.

5.4 수직철근의 응력분포

그림 13은 벽체 양단부의 특수경계요소 구간 내에 설치된 6개의 스트레인게이지로부터 측정된 변형율을 철근의 응력으로 변환하여 도시한 것이다.

그림으로부터 SW1실험체의 경우 2.9% 횡변위비까지, SW2실험체의 경우에는 2%의 횡변위비까지 압축측 콘크리트에

(a) SW1

(b) SW2

그림 14. 회전연성도

*출처 : ACI ITG/T1.1-01(2001)

그림 15. 상대에너지소산비(relative energy dissipation ratio)

석할 목적으로 가정된 선형 점성감쇠의 값으로 그림 15에서와 같이 벽체의 이력곡선을 둘러싼 직사각형의 면적에 대한 이력곡선의 면적 비로 산정이 되는데 이를 통해 에너지소산능력을 가시화 할 수 있다.

본 실험에서는 두 실험체 모두 압축 단부의 콘크리트 파괴 직후 갑작스럽게 파괴되어 모든 실험체에 동일한 조건을 부여하기 위하여 각 횡변위비의 두 번째 사이클의 면적만을 고려하였다.

그림 16. 등가점성 감쇠비로 계산된 에너지소산능력

그림 16은 각 실험체의 등가점성 감쇠비를 분석한 것으로 SW1실험체의 경우 3.0% 횡변위까지 측정하여 16.37~36.78의 등가점성 감쇠비 변화가, SW2실험체의 경우 2.0% 횡변위까지 측정하여 18.59~27.18의 등가점성 감쇠비 변화가 측정되었다.

두 실험체 모두 회전각 0.5%에서 가장 낮았고 이후로 상당한 증가량을 보이는 것으로 나타났다.

5. 결론

본 연구에서는 최근 현장에서 시공의 어려움으로 인하여 문제시되고 있는 특수전단벽의 배근상세를 개선할 목적으로 특수전단벽의 경계요소에 완화된 배근상세를 적용한 새로운 형태의 전단벽(SW2)을 제안하였으며, 이를 현행 기준에 의한 특수전단벽(SW1)과 비교하여 실험적으로 내진성능을 검증하였다. 실험연구로부터 최대강도, 모멘트-횡변위비 관계, 강도 및 강성저하, 연성, 에너지소산능력 등을 비교분석한 결과 다음과 같은 결론을 얻었다.

1. 두 벽체는 모두 예상 최대강도 이상의 내력을 보유하고 있는 것으로 나타났다. 또한 비록 SW2벽체가 SW1벽체보다 강도저하가 일찍 시작되었지만 최대강도에 도달한 이후 최대강도의 80%이하로 내력이 저하되어 파괴에 이르기까지의 횡변위비는 두 벽체가 동일한 사이클에서 발생하였다는 점에서 두 벽체의 성능은 거의 유사한 것으로 판단된다.
2. SW2벽체는 SW1벽체와 등가점성 감쇠비를 통해 계산된 에너지소산능력 및 연성도에서는 약간의 차이를 보이고 있으나, 하중-변위 측면에서 매우 유사한 능력을 보유하고 있는 것으로 나타났다.
3. 또한 SW2벽체는 현행 설계기준에서 제시하고 있는 1.5% 수준의 중간횡변위비 조건을 충분히 만족하고 있는 것으로 나타났다.

이상의 결과로부터 본 연구를 통해 제시된 완화된 경계요

소의 배근상세를 갖는 전단벽(SW2)은 기존의 특수전단벽 상
세(SW1)를 대신하는 대안이 될 수 있을 것으로 판단된다.

참고문헌

1. 대한건축학회(2009), 「건축구조기준 및 해설(KBC2009)」.
2. 조순호, 김두영, 천영수(1993), 「전단벽의 양단부 기둥식 보강기
법 연구」, 대한주택공사.
3. 천영수, 김상연, 이완철(2011), 「구조시스템 높이제한 규정 완화
를 위한 준특수전단벽 상세 개발」, 토지주택연구원.
4. ASCE (2005), *Minimum design loads for buildings and other
structures*, American Society of Civil Engineers.
5. American Concrete Institute Committee 318 (2008), *Building code
requirements for structural concrete, ACI 318-08 and ACI 318R-
08*, Farmington Hills, Michigan, USA.
6. Wallace, J. W. and J. P. Moeble (1992), "Ductility and detailing
requirements of bearing wall buildings", *Journal of structural
engineering*, ASCE, 118(6): 1625~1644.
7. Thomson IV, J. H. and J. W. Wallace (1995), *Displacement-
based design of RC structural wall : An experimental investigation
of walls with rectangular and T-shaped cross-sections*, Report
No. Cu/Cee-95-06, Department of Civil and Environment Engineering
at Clark university.
8. ACI Innovation Task Group 1 and Collaborators (2001), *Acceptance
Criteria for Moment Frame Based on Structural Testing (ACI
ITG/T1.1-01) and Commentary (ACI ITG/T1.1R-01)*, American
Concrete Institute, Farmington Hills, MI.