전단벽의 연성도에 대한 단부보강 H형강 철물의 효과

Experiment Study on Ductility of Composite Shear Walls

박홍근* 오재은**
Park, Hong Gun Oh, Jae Eun

ABSTRACT

Composite boundary elements with H steel sections could be used to enhance the strength and ductility of high-rise shear walls. The enhancement of earthquake resistance is expected to be achieved due to the inherent strength and ductility of the steel sections, and also due to the confinement effect to a core concrete. Experimental study were performed for the compression zone of composite shear walls with multiple H sections at the boundaries. The effect of the steel sections on the overall behavior of the composite shear walls were investigated. Also, additional tests were conducted to investigate the contribution of H sections to the confinement of concrete.

1. 서론

큰 강도와 연성도가 요구되는 전단벽은 단부에 많은 수직 철근과 함께 콘크리트의 연성보강과 철근의 좌굴을 방지하기 위한 횡보강근이 사용된다. ACI 318-99나 UBC-97의 내진 설계 규정은 벽체 압축대의 절반을 횡보강할 것을 규정하고 있는데, 이를 따르면 전단벽에 대해 큰 강도와 연성도가 요구되는 경우에 많은 수직 철근과 기둥상세에서와 같은 횡보강 철근이 필요하며 이는 시공상의 어려움을 야기한다. 이와 같이 많은 수직근과 횡보강근이 요구되는 경우에 대하여 철근 대신 H형강을 벽체에 삽입하여 강도 및 연성도를 증가시킬 수 있는 방법을 고려할 수 있다. 또한, 철골조와의 합성골조형식으로서, 전단벽의 단부를 합성기둥으로 보강한 합성전단벽이 사용될 수 있다. 이러한 합성전단벽이 사용될 경우 강재 고유의 특성인 큰 강도 및 연성도를 이용할 수 있으며 또한 철근과는 달리 좌굴의 위험이 없어서 전단벽의 내진성능을 크게 향상시킬 수 있다. 다만, H형강 같이 개단면(open section)을 사용할 경우 콘크리트에 대한 연성보강을 기대할 수 없으므로 연성보강을 위한 횡보강근이 필요할 것으로 판단된다. 본 연구에서는 H형강으로 단부가 보강된 합성전단벽의 내진 성능과 연성보강 상세에 대한 연구를 위하여 실험연구가 실시되었다.

2.. 실험체 및 장치

실험체는 가능한 한 실물과 같도록 하여야 하나 시험장치의 한계로 인하여 그림 1과 같은 전단벽의

* 정회원, 서울대학교 건축학과 조교수
** 정회원, 서울대학교 건축학과 석사과정

압축단부에 대한 실험을 실시하였다. 벽체 전체의 각 부분에 대한 수직 변형률을 알기 위해 실험대상벽체에 등간격으로 LVDT 4~6개가 설치되었다. 사용된 H형강은 SS400을 사용하였고, 재료 실험에 의한 H형강의 평균 항복 강도는 σ_y = 3190kgf/㎠이며, 콘크리트의 재료강도는 평균 288 kgf/㎠이다.

표1은 실험벽체 단면들을 나타낸 것이다. 벽체1~3은 합성전단벽의 압축대에 대한 실험으로서 편심압축이 재하되며 H형강이 1개에서 3개로 개수가 변화한다. 이 실험체들은 실제 전단벽체 단부에 H형강이 삽입되었을 때의 파괴거동을 살피기 위한 것이다. 벽체 4~6은 중심축압축실험을 하며, 연속된 H형강 사이의 콘크리트 영역에 대한 횡구속효과 여부를 연구하기 위한 실험체이다. 벽체 5는 삽입된 H형강의 플랜지 두께를 50%정도 증대시킨 것이고, 벽체 6은 H형강 사이에 띠철근이 보강된 형식이다.

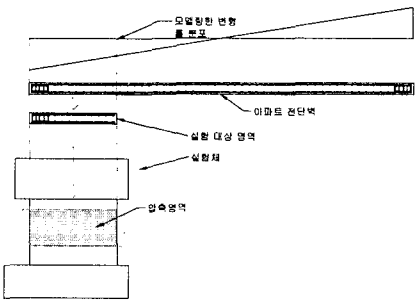

그림 1 전단벽의 압축단부 축소모형

실험체명	단면형식	하중방식	단면(mm) (W×L)	보강영역	비고
벽체 1번		편심압축	단부기둥 : 250×250 벽체 : 150×750	220mm	H형강 : 250×250×9×14 횡보강근 수직간격 : 50mm
벽체 2번		편심압축	150×1000	345mm	H형강 : 100×100×6×8 횡보강근 수직간격 : 50mm
벽체 3번		편심압축	150×1000	495mm	H형강 : 100×100×6×8 횡보강근 수직간격 : 50mm
벽체 4번		중심축 압축	150×700	벽전체	H형강 : 100×100×6×8 횡보강근 수직간격 : 50mm
벽체 5번		중심축 압축	150×700	벽전체	H형강 : 100×100×6×12 횡보강근 수직간격 : 50mm
벽체 6번		중심축 압축	150×700	벽전체	H형강 : 100×100×6×8 횡보강근 수직간격 : 50mm

표 1 실험체 단면 일람

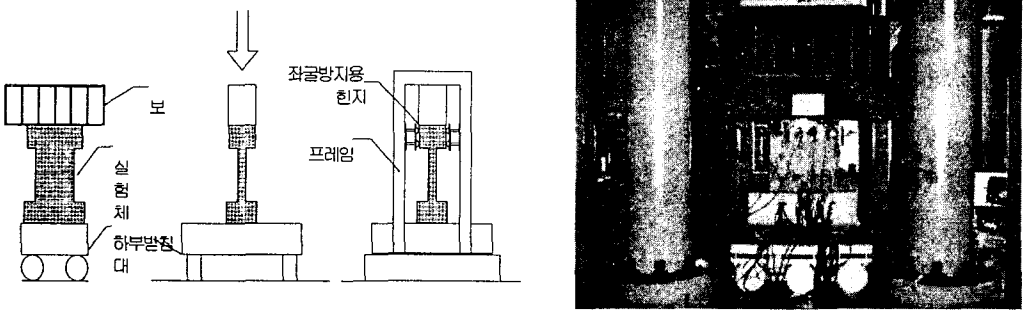

그림 2 실험체 장치

실험 장치는 그림2와 같이 1000tonf UTM을 이용하여 변위 제어방식으로 0.01mm/초로 단조가력하였다. 벽체의 면외 좌굴을 방지하기 위해 벽체 상부보 양 옆으로 H형강으로 된 좌굴방지 힌지를 설치하였다. 실험체 벽체의 면외 방향 초기 편심여부를 알기 위해 벽체면 양옆으로 동일 위치에 LVDT를 추가로 설치하였고, 측정결과 실험 장치의 오류로 인한 면외 초기 편심은 거의 없었다. 그림 3는 벽체 1~3의 LVDT위치를 나타낸다. 벽체 1의 LVDT 간격은 333mm이며, 벽체 2,3의 LVDT 간격은 200mm이다. LVDT의 측정 수직 구간은 500mm이다.

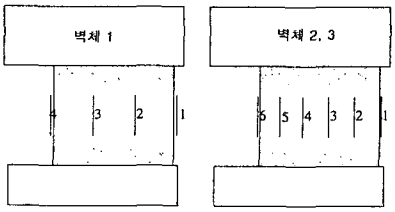

그림 3 LVDT의 배치

3. 실험 결과 및 분석

3.1. 압축대 실험(편심압축실험, 벽체 1,2,3)

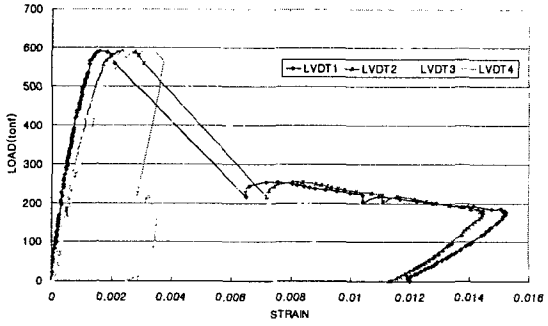

그림 4 벽체 1의 하중-변형률곡선

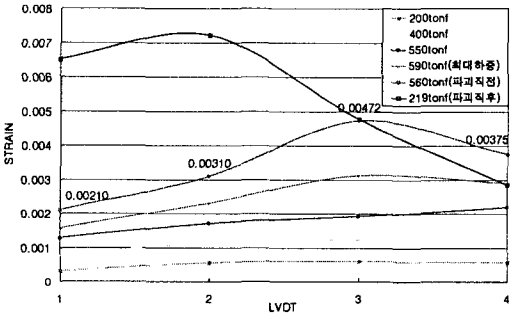

그림 5 벽체 1의 단면 내 변형률 분포 변화

그림4는 벽체 1의 하중-변형률 곡선도이며, 그림5는 하중증가에 따른 단면 내 각 LVDT위치에서의 벽체 변형률 분포를 나타낸다. 벽체 1의 초기 변형률 분포는 1:2로 주어졌고, 보강 영역은 LVDT3과 LVDT4사이 영역에 존재한다. 파괴 직전의 벽체 최대 변형률값들은 그림5의 560tonf 곡선에 해당된다. 이를 보면 최종 파괴시 파괴 영역으로 예측 되었던 보강 인접 영역(LVDT2와 LVDT3사이)이 변형률 0.003이상을 유지함을 알 수 있다. 이 부분은 별 다른 보강이 없으므로 매우 불안정한 상태임을 쉽게 알 수 있지만, 최종 파괴는 이 부분에서 일어나지 않고, 이보다 더 떨어진 LVDT1과 LVDT2사

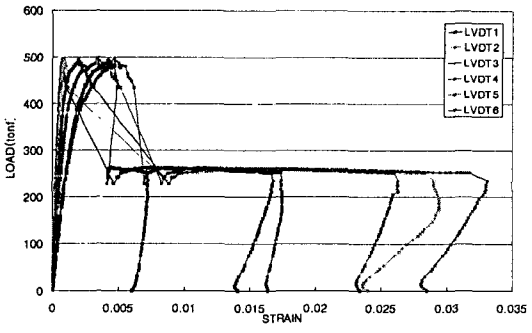

그림 6 벽체 2의 하중-변형률곡선

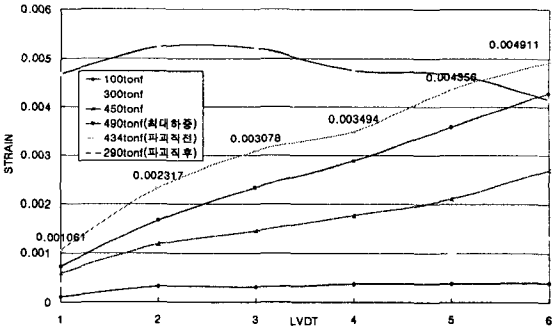

그림 7 벽체 2의 단면 내 변형률 분포 변화

이 영역에서 발생했으며, 변형률이 0.002이상이 되었을 때 일어났다. 최종 파괴시 보강 인접영역까지

동시에 취성 파괴가 나타났다. 파괴 이후에도 H형강 보강 영역은 콘크리트 피복에 균열이 갔을 뿐, 강도 저하는 없다. 그림 6은 벽체 2의 하중-변형률 곡선이며, 그림 7은 변형률 분포 곡선이다. 벽체 2의 초기 변형률은 1:4로 유지되었다. 벽체의 최대 변형률 값들이 그림 7의 434tonf 곡선에 나와 있다. 이를 보면 압축 단부의 최대 연성 변형률은 0.004이상이며, 파괴 영역은 벽체 1번과 같이 보강 인접 부분이 아닌 더 멀리 떨어진 영역(LVDT2부근)임을 알 수 있다. LVDT2의 변형률이 0.0023에 이를 때 이 영역이 파괴 되었다. 반면, 보강 인접 부분(LVDT3, 4지점)에서는 변형률이 0.003을 넘었다. 이 부분 역시 다른 보강이 없으므로 불안정한 영역이지만 보강 영역이 불안정한 영역을 구속해줌으로서 유지되는 것으로 보인다. 그러나, LVDT2부분이 파괴 되면서, 불안정한 보강인접부분도 같이 파괴가 나타나며, 취성 파괴가 일어났다. 파괴 이후에도 보강 영역은 거의 원상태를 유지하고 있다. 이 것은 보강영역 내의 H형강 강도(3190kgf/㎠)와 콘크리트강도(288kgf/㎠, 콘크리트 피복 포함)를 단순 합산한 값이 파괴 이후 유지되는 하중 값 260tonf과 거의 일치하는데서 알 수 있다.

그림 8과 9는 각각 벽체 3의 하중-변형률 곡선과 단면 내 변형률 분포변화 곡선이다. 벽체 3의 초기 변형률 분포는 0:1로 유지되었다. 압축단부의 최대 연성 변형률은 0.007을 나타낸다. 파괴 영역은 벽체 1,2와 마찬가지로 보강 인접 영역이 아닌 더 먼 영역(LVDT2)에서 일어났음이 그림9에서 확인된다

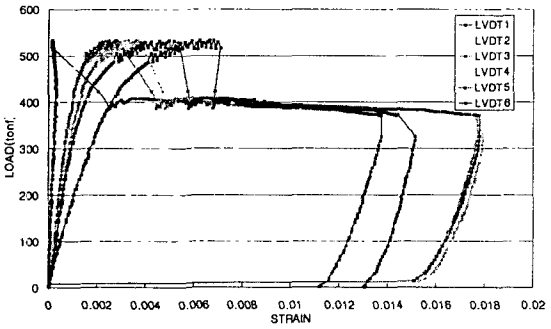

그림 8 벽체 3의 하중-변형률곡선

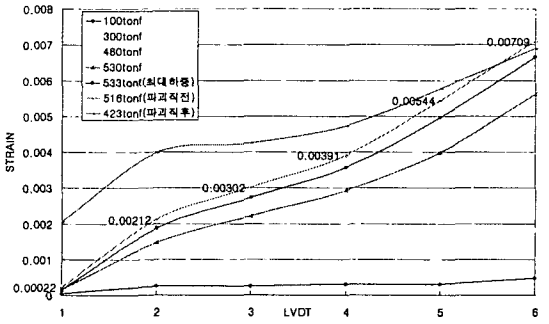

그림 9 벽체 3의 단면 내 변형률 분포 변화

거동은 벽체 2와 유사했으며, 파괴 직후 보강 영역은 파괴 직전과 별 차이가 없이 합성강도를 그대로 유지했다. 보강영역이 넓으므로 파괴 후에도 상당한 크기의 편심 축력을 받을 수 있었다.

3.2 합성 단부의 횡보강 상세 실험(중심축 압축실험, 벽체4,5,6)

벽체 4부터 벽체 6까지는 단부보강영역의 강도 및 연성도 능력을 파악하기 위하여 벽체 1~3번의 단부 보강영역을 따로 분리하여 벽체를 제작한 것이다. 벽체 4는 기성품 100×100×6×8 H형강 4개가 등간격으로 배치되었고, H형강 사이에 띠철근 없이 H형강 전체를 횡철근이 둘러싸도록 제작되었다. 그림 10에서 벽체 4의 최대 하중은 520tonf이며 이 값은 H형강의 항복강도와 콘크리트의 공시체강도를 단순 합산하는 방식으로 계산하면 거의 일치하는 값이다. 따라서, H형강의 횡구속으로 인해 발생되는 콘크리트 강도 증가는 없는 것으로 보인다. 이 것은 횡구속력을 가해 줄 것으로 예상되었던, H형강의 웨브와 플랜지가 콘크리트 균열 전에 이미 항복된 상태

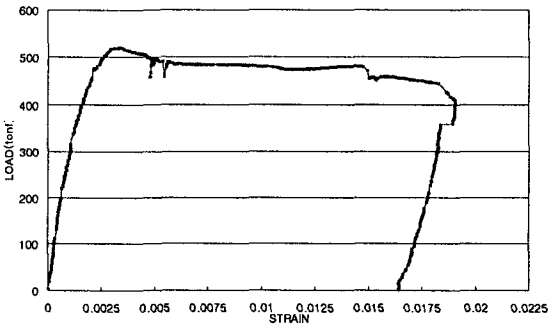

그림 10 벽체 4의 하중-변형률 곡선

이므로 콘크리트의 강도 증가에는 기여를 못하는 것으로 생각된다. 그러나, H형강 사이 콘크리트의 연성도는 매우 크게 증가되었다. 그 이유는 벽체가 최대 하중이후 변형률 0.02까지 480~490tonf(최대 하중의 93%) 내외로 유지되는데, 이 값 또한 콘크리트 피복을 제외한 영역에 대해 H형강과 콘크리트강도의 단순 합산한 값과 일치하며, 이 중 200tonf이상을 여전히 콘크리트가 담당(콘크리트 응력 σ=288kgf/㎠유지)하고 있기 때문이다. 따라서, H형강 사이에 추가적인 띠철근 없이도 연성도 유지는 가능한 것으로 보인다. 벽체 거동은 최대 하중 이후에야 콘크리트 피복에 균열이 발생되기 시작했고, 0.01의 변형률을 넘어서면서부터 벽체 전체가 S자로 휘기 시작했지만 강도는 여전히 유지되었다. 또한 피복이 떨어져 나간 뒤에도 H형강사이 영역의 콘크리트의 파괴가 전혀 일어나지 않았다(그림 11참조). 벽체 6은 벽체 4와 비슷한 형식이나, 사용된 형강의 플랜지 두께가 50%증가된 H형강 5개를 배치한 것이다. 그림 12에서 최대 하중은 753tonf이며, H형강과 콘크리트강도의 단순 합으로 계산된 강도는 712tonf으로 41tonf의 강도증가가 나타났다. 이 때,

그림 11 강도를 유지하는 벽체 4번(변형률 0.02)

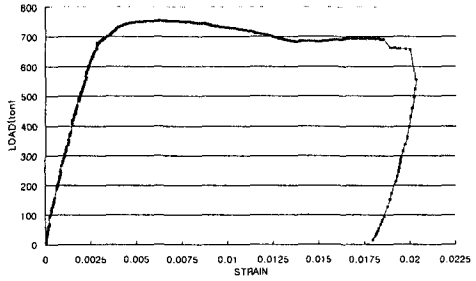

그림 12 벽체 5의 하중-변형률 곡선

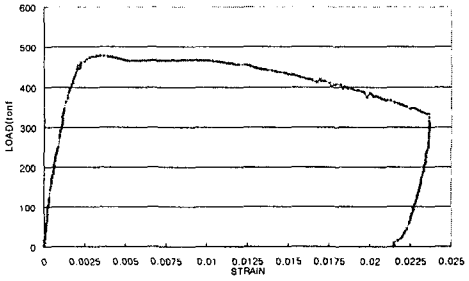

그림 13 벽체 6의 하중-변형률 곡선

콘크리트 응력이 324kgf/㎠이며, 콘크리트 재료강도 288kgf/㎠보다 약 13%증가된 값이다. 이 것은 H형강의 두꺼워진 플랜지에 의해 증가된 휨강성이 만드는 구속효과로 보인다. 벽체 6은 최대 하중 이후 거의 강도가 줄지 않는 벽체 4, 5와 다르게 변형률 0.01부터 서서히 강도가 떨어졌다.

박홍근,강수민[1] (2001)의 실험에서 기존의 횡보강근으로 보강된 영역은 최대강도 발현이후 강도가 점차 떨어지므로(그림14참조) 일정 수준 이하의 강도가 되면 불안정한 인접 영역에 대한 구속효과가 부족해져 인접영역이 파괴되었다. 그러나, H형강으로 보강된 경우 파괴 영역이 보강 인접 영역보다 더 먼 곳에서 일어났다. 이 것은 벽체 4, 5에서 나타난 것과 같이 보강 영역의 강도 유지 능력 및 연성 능력이 매우 크기 때문이며, 특히, 최고 강도 이후에도 강도가 거의 줄지 않기 때문에, 인접영역을 최종파괴 시까지 유지시켜주는 것으로 생각된다.

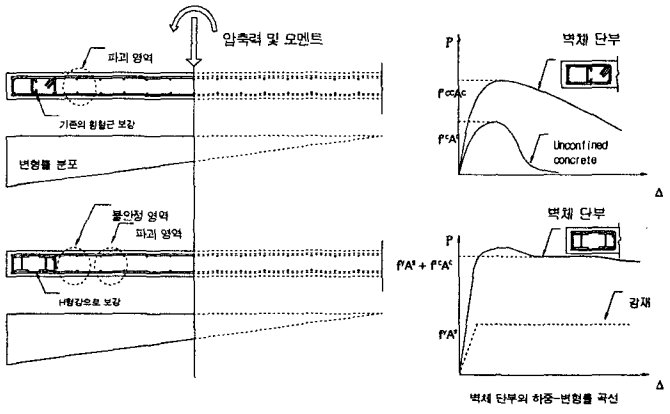

그림 14 횡보강근 벽체와 H형강으로 보강된 벽체의 비교

4. 결론 및 요약

H형강과 그 둘레의 횡보강근으로 단부보강된 전단벽의 압축대에 관한 실험연구결과는 다음과 같다.
(1) 콘크리트의 압축파괴는 보강인접영역이 아닌 보강 영역에서 300~450mm 떨어진 영역에서 발생되었으며, 이 때 이 영역의 변형률은 콘크리트의 공시체 강도에 해당되는 0.002였다.
(2) 압축대가 길 경우, 압축 단부의 보강효과만으로는 압축대의 강도 및 연성도를 유지하기 어려우며 콘크리트 부분에 연성보강이 필요하다.
(3) 비보강영역의 콘크리트 파괴 이후에도 H형강과 둘레 횡보강근으로 이루어진 보강영역은 합성강도를 잃지 않고 큰 연성도와 강도를 유지했다. 이는 비보강영역의 콘크리트 파괴 후 벽체 전체의 취성파괴를 나타내는 철근콘크리트 전단벽과 대비되는 결과이다.

합성단부의 횡보강상세에 대한 실험연구결과는 다음과 같다.
(1) H형강을 병렬로 사용할 경우, H형강의 구속효과로 인하여 웨브에 대해 직각방향보강을 위한 철근만이 요구된다. 따라서, H형강과 그 둘레의 보강근만으로 H형강 사이의 콘크리트에 대한 보강효과를 기대할 수 있다.
(2) H형강 및 그 둘레 보강은 콘크리트의 강도를 증가시키지는 않지만, 공시체 강도를 지속적으로 유지시켜줌으로 연성도 향상에 크게 기여할 수 있다. 횡보강근으로 인한 연성보강과는 달리 강도가 증가되지 않는 이유는 변형률 0.002이전에 H형강이 이미 소성상태에 이르렀기 때문이다.
(3) H형강 사이의 순간격이 비교적 큰 경우(약80mm)에도 만족스러운 연성보강 효과가 관찰되었다.
(4) 이 실험 결과는 H형강으로 횡보강된 콘크리트의 연성도에 대한 정보를 제공하고 있으며 따라서 합성기둥 연구에 유용하게 사용될 수 있을 것이다.

5. 감사의 글

본 연구는 서울대 지진공학센터와 BK21의 지원 하에 이루어진 것으로 이에 감사를 드린다.

참고 문헌

1. 박홍근, 강수민, "단부 횡보강영역에 따른 전단벽 연성도의 변화". 한국콘크리트학회 2001년도 봄 학술발표회 논문집, 제13권, 1호(통권 제24집), 2001. 5, pp.853-864
2. Task Group 20, Structural Stability Research Council. A Specification for the Design of Steel-Concrete Composite Columns. Engineering Journal, AISC, 16, 4(Fourth Quarter 1979), 101 1152.
3. J. B. Mander, M. J.N. Priestley, and R. Park(1988), Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete Columns, ASCE Journal of Structural Engineering, V.114, No8, Aug. 1988, pp. 1804-1826
4. Sherif El-Tawil, Gregory G. Deierlein,(1999), Strength and Ductility of Concrete Encased Composite Columns , J. Struct. Engrg., ASCE, 125(9), pp. 1009-1019