

보강상세에 따른 특수전단벽 연결보의 내진성능

Seismic Performance of Special Reinforced Concrete Coupling Beams with Different Reinforcement Details

친영수¹ · 박지영²

Young-Soo Chun¹ and Ji-Young Park²

(Received November 28, 2014 / Revised January 28, 2015 / Accepted January 29, 2015)

요 약

연결보는 지진하중에 효과적으로 저항하기 위하여 적절한 강도, 강성, 변형능력을 지녀야 한다. 특히 스패-츄름 비가 2.0 이하인 대각선다발철근을 갖는 특수전단벽 연결보는 일반 연결보보다 더 높은 강도, 강성, 연성능력을 갖게 되나 대각선다발철근 상세는 시공에 큰 어려움이 발생한다. 본 연구에서는 이러한 문제에 대한 해결방안의 하나로서 대각선다발철근 상세를 대체하기 위한 대안상세들이 실험적으로 연구되었다. 실험결과, 앵글형태로 보강된 SA 실험체가 대각방향 보강근을 완전히 제거한 SB 시리즈의 실험체와 비교하여 더 안정된 거동을 보였으며, 기존의 대각선다발철근상세를 갖는 CA 실험체와 비교하여 유사한 강도, 강성, 에너지소산능력과 변형능력(drift)을 나타내었다.

주제어 : 특수전단벽 연결보, 보강상세, 내진성능

ABSTRACT

Coupling beams possess proper strength, stiffness and ductility capacities to resist efficiently under seismic loads. The strength, stiffness and ductility capacities for special diagonally reinforced concrete coupling beam with a span-to-depth ratio 2.0 or less is higher than those of coupling beam with conventionally reinforced concrete coupling beam. However, diagonally reinforced detailing creates major construction problem. In this study, design alternatives for diagonally reinforced concrete coupling beams were experimentally investigated. The results show that angle reinforced coupling beam(specimen SA) exhibited a better stable behavior in comparison with non-diagonally coupling beams(specimens SB-series) and sustained corresponding drift ratio, peak-to-peak stiffness and cumulative dissipated energy in comparison to diagonally coupling beam(specimen CA).

Key words: Special Diagonally Reinforced Concrete Coupling Beam, Reinforcement Detail, Seismic Performance

1. 서론

현행 건축구조기준(KBC2009)에서는 내진설계범주 D에 해당하는 고층건물(높이 60m 이상)의 건설에 특수전단벽과 연결보를 반드시 사용하도록 하고 있는데, 이중 연결보의 대각배근상세는 시공이 거의 불가능할 정도로 복잡한 배근을 요구하고 있어 현장에서 큰 어려움을 겪고 있는 실정이다. 실무적인 관점에서 보면 설계기준에 따라 복잡한 배근상세로 시공할 경우 시공 상의 어려움으로 인해 시공품질의 저하 또는 부실시공의 가능성이 높다. 공장작업의 공정이 추가되더

라도 가능한 한 현장에서 작업이 용이한 배근상세의 개발을 필요로 하고 있는 상황이지만 현재까지 이를 충분히 만족시킬 수 있는 상세가 완성되어 있지 못한 실정이다.

연결보에 의해 연결된 병렬전단벽에서는 연결보가 소성화되기 쉽고, 연결보의 상세에 따라 벽체의 내진성능이 달라질 수 있기 때문에 주로 연결보의 상세에 대한 연구가 실험적으로 진행되어 왔다. 특수전단벽 연결보에 대해서는 대각선다발철근보강과 같은 방법이 설계기준에 반영되어 적용되고 있다.

복합병렬전단벽에 대한 본격적인 연구는 미-일 공동연구에서 부터 시작되었으며 보통 강도 콘크리트를 사용한 복합

1) 한국토지주택공사 토지주택연구원 연구위원(주저자: cysoo@lh.or.kr)

2) 한국토지주택공사 토지주택연구원 수석연구원(교신저자: parkjy@lh.or.kr)

병렬전단벽시스템의 전반적 거동, 접합부의 성능평가에 대한 실험적 연구와 복합병렬전단벽 접합부에 대한 미시적(Micro) 유한요소해석, 접합부의 거시(Macro)적인 해석적 연구가 진행되었다. 해석적인 연구와 관련해서는 Harries et al. (2004)이 연결보의 유효강성을 고려하여 병렬전단벽의 설계 및 동적특성을 규명하였다. 또한, 철근콘크리트, 철골 및 합성 연결보에 대한 내진거동 특성 및 내진성능 규명에 대한 실험적 연구는 신시네티 대학의 Shahrooz et al. (2004)을 중심으로 활발하게 진행되었고, 연결보 및 병렬전단벽의 해석적 연구는 미국 미시건 대학의 El-Tawil and Kuenzli (2002)에 의해 진행되고 있다. 캐나다 McGill 대학에서는 대각선 다발철근의 횡보강근을 헤드철근으로 대체한 상세와 대각선 다발철근을 H형강으로 대체한 상세에 대한 실험연구를 실시하여 두 상세가 모두 시공성을 향상시키고 공기단축과 구조성능의 측면에서 효과적임을 보고하였다.

국내의 경우 병렬전단벽과 관련된 주지할만한 성과로서는 박사학위논문으로 발표된 박완신(2005), 송한범(2006)에 의한 연구가 있다. 박완신(2005)은 실험 및 해석적 연구를 수행하여 철근콘크리트 전단벽과 철골연결보의 내진성능을 규명하기 위한 실험적 연구를 수행하였고 연결보의 접합방식에 따른 복합벽체시스템에 대한 연구에서 접합방식에 따른 연결보의 거동특성을 분석하였다. 송한범(2006) 역시 철근콘크리트 벽체와 철골보로 이루어진 복합병렬전단벽의 내진거동 특성에 대하여 연구하였으며, 접합부의 강도예측을 위한 수정식을 제안하였다. 최근 박완신과 윤현도(2009) 그리고 강동훈 등(2013)은 고인성 시멘트 복합체를 연결보에 적용하여 이에 따른 연결보의 내진성능을 규명한 바 있다. 또한 천영수 등(2012)은 보 전체를 횡구속 보강할 경우 연성능력이 향상됨을 확인하였고 대각철근의 일부를 수평과 수직근으로 치환하고 헤드철근으로 보 전체를 횡구속한 경우에도 내력 및 연성이 충분히 유지됨을 확인하였다.

선행 연구결과들을 종합해 볼 때, 연결보 전체의 횡구속 성능개선과 내부 철근의 대구경화 그리고 강재와의 합성 등을 통하여 시공성 개선이 가능할 것으로 기대된다. 따라서 본 연구에서는 보 전체를 횡구속하고, 내부 대각선다발철근의 배근상세를 단순화한 실용적인 상세를 제시하고, 그 내진성능을 실험을 통하여 검증함으로써 특수전단벽 연결보의 현장 적용 시 어려움을 해결할 수 있는 대안마련을 위한 기초자료를 제시하고자 한다.

2. 특수전단벽 연결보의 대체상세(안)

최근 수행된 Naish et al.(2009)의 실험결과에 의하면, 건축구조기준(KBC2009)에서 제시된 바와 같이 대각선방향의 다발철근을 기동식으로 보강하는 기존 상세와 비교하여 보 전

체를 횡구속하는 상세가 강도와 변형능력 측면에서 더 우수한 결과를 제공할 수 있는 것으로 나타났으며, 이러한 내용을 반영하여 미국의 최근 기준(ACI318M-08, 2008, ACI318M-11, 2011)에서는 기존 대각선다발철근 상세와 더불어 보 전체를 횡구속하여 사용할 수 있는 방안을 추가적으로 제안하고 있다. 또한 토지주택연구원에서 선행된 연구(천영수 등, 2012)에 따르면 보 전체를 횡구속 하는 방식에 있어서 갈고리가 있는 기존의 연결철근을 사용하는 대신 일정 크기의 헤드바를 연결철근의 양단부 또는 한쪽 단부에 사용하는 것이 콘크리트의 구속효과를 향상시키는데 효과적으로 기여할 수 있는 것으로 나타났다.

따라서 본 연구에서는 이러한 사실들에 근거하여 연결보의 콘크리트 구속방법을 기존의 대각선다발철근 보강에서와 같이 대각방향의 철근을 기동식으로 보강하는 대신 연결보 전체를 횡구속하는 방식을 채용하는 것으로 하여 그림 1과 같이 4가지 대체상세(안)을 제안하고자 한다. 이 때 횡구속을 위한 스티럽은 기존 상세와 동일하게 135° 갈고리를 갖는 폐쇄형 스티럽으로 하고, 연결철근(tie)은 양단부에 헤드바를 채용하거나 한쪽 단부는 헤드바를 다른 쪽 단부는 135° 갈고리를 갖는 형태로 제안하고자 한다. 또한 천영수 등(2012)에 따르면 현재의 KBC2009에서는 대각선방향의 다발철근이 모든 전단력과 힘을 부담하도록 설계하고 있으나 실험결과 벽체 내로 단부 정착된 휨 보강근과 연결보 내에 배근된 스티럽이 일부 휨과 전단에 기여할 수 있는 것으로 나타났다. 따라서 본 연구에서는 대각철근의 상세를 단순화하기 위한 방안으로 휨 보강근과 연결보의 스티럽(전단보강근)을 최대한 활용하여 대각선 방향의 보강근 자체를 완전히 제거하는 방안을 함께 제안하였다.

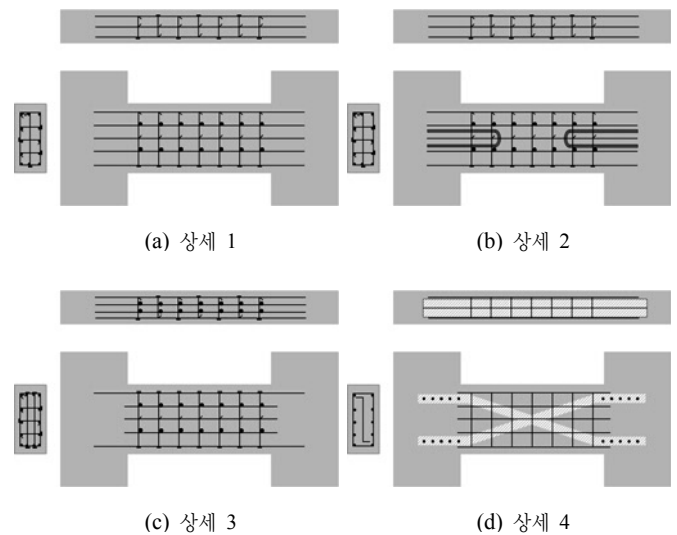


그림 1. 특수철근콘크리트 연결보의 대체상세(안)

3. 실험계획 및 실험체 제작

3.1 실험체

표 1과 그림 4에 실험체 일람표 및 실험체의 배근상세를 나타내었다. 실험체는 대각방향의 보강방법, 횡 구속 방법, 그리고 연결보와 벽체 접합부의 배근 방법을 주 변수로 하여, 현행 건축구조기준(KBC2009)에 의한 상세(CA)를 지닌 실험체를 비교 기준 실험체로서 계획하였으며, 기준 실험체와 유사한 설계개념을 갖고 CA상세의 대각선다발철근을 'ㄱ'자형 앵글로 대체한 상세(SA), 그리고 휨보강근과 스티럽의 기여도를 반영하여 깊은 보의 설계개념을 도입한 상세(SB1, SB2, SB3)로 구분하여 총 5개의 실험체를 계획하였다.

실험체의 형상은 연결보와 양단부 벽체를 함께 모델링하였으며, 실험체의 크기는 현행 기준에 의한 세장비 구분 규정과 기 시공된 아파트의 평면분석을 토대로 $l/h=1.5$ 를 기준으로 설정하고 실물크기(full scale)로 계획하였다. 실험체는 실험실 옆 야적공간에서 제작하였으며, 계획된 배근도에 따라 철근을 선 조립하고, 플라스틱 스페이서와 몰탈 스페이서를 사용하여 최소 피복두께를 확보할 수 있도록 거푸집 내에 배치하였다. 콘크리트는 레미콘을 사용하였으며, 타설 중 바이브레이터를 사용하여 콘크리트가 고르게 충전되도록 하였다. 타설 후 콘크리트의 건조수축을 방지하기 위하여 습윤포를 덮어 양생하였다.

3.2 실험체 설치 및 가력방법

실험체 설치상황을 그림 2에 나타내었다. 실험체는 그림 2에 나타낸 바와 같이 가력이 용이하도록 수평상태의 실험체를 90°회전시켜 설치하였으며, 먼저 실험체 하부 벽체를 고정하기 위하여 하부 벽체 양 옆에 고정프레임을 설치하고 볼트를 이용하여 하부 벽체가 움직이지 않도록 고정하였으며, 연결보의 면외 좌굴현상을 방지하기 위하여 상부 벽체의 중심에 볼 지그를 설치하였다. 또한 상부 벽체에 가력프레임을 설치하고 1,000kN 용량의 액츄에이터(actuator)를 연결보 중심축 위치에 설치하여 연결보에 복곡률이 도입되면서 점중가력이 가능하도록 하였다.

실험체의 가력은 $0.16 V_y$ (V_y : 예상 항복하중)까지는 1 사이클씩 하중제어방식으로 가력하였으며, 이후에는 변위제어에 의하여 2 사이클씩 점중 가력하였다. 변위제어는 실험체

상·하부에 설치한 변위계로 측정된 상대 변위량에 따라 제어하였으며, 그림 3에 적용된 하중이력을 나타내었다.

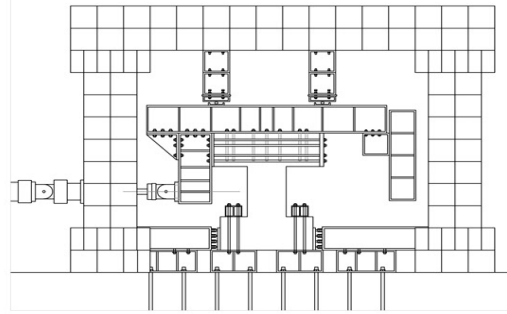


그림 2. 실험체 설치상황

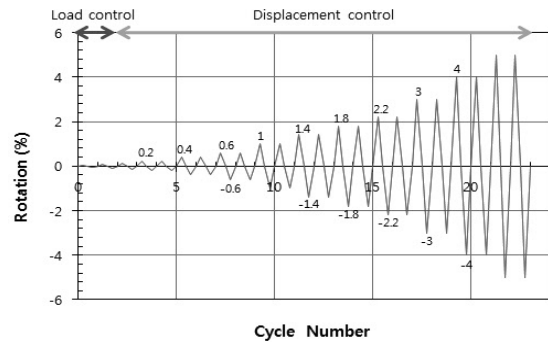


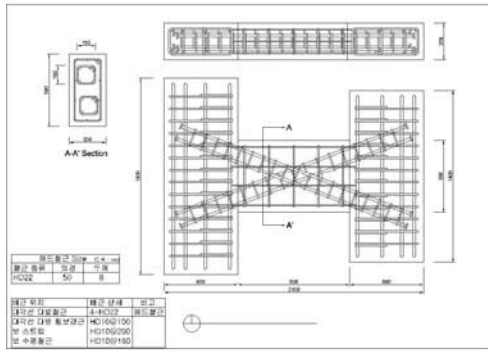
그림 3. 하중 이력

3.3 계측방법

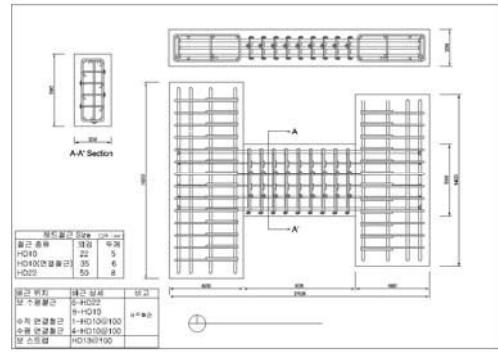
그림 5와 그림 6에 스트레인게이지와 LVDT의 설치상황을 각각 도시하였다. 스트레인게이지는 실험체 내부 철근의 변형률과 실험체의 항복상태를 파악하기 위한 것이며, LVDT는 실험체의 회전각, 전단변위, 슬립, 상부벽체의 회전 등을 측정하기 위한 것이다.

표 1. 실험체 일람표

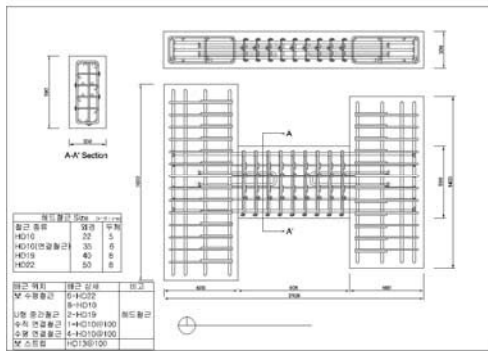
실험체명	실험 변수				휨강도 Mn (kN·m)	전단강도 Vn (kN)	비고
	설계개념	횡 구속방법	전단보강방법	주근 정착유무			
CA	KBC2009 상세	대각선다발철근+스티럽+수평철근	대각선다발철근	비정착	256.28	564.50	기준실험체
SB1	깊은 보 설계	스티럽+수평철근+연결철근(헤드바)	스티럽+수평철근+연결철근(헤드바)	정착	350.30	771.59	그림1(a) 상세 1
SB2	깊은 보 설계 (U형중간철근)	스티럽+수평철근+연결철근(헤드바)	스티럽+수평철근+연결철근 (헤드바)+U형중간철근	정착	350.30	771.59	그림1(a) 상세 2
SB3	깊은 보 설계	스티럽+수평철근+연결철근(헤드바)	스티럽+수평철근+연결철근(헤드바)	일부 비정착	291.20	641.40	그림1(a) 상세 3
SA	'ㄱ'자 형강보강	스티럽+수평철근+ㄱ자 형강	ㄱ자 형강	비정착	151.80	328.93	그림1(a) 상세 4



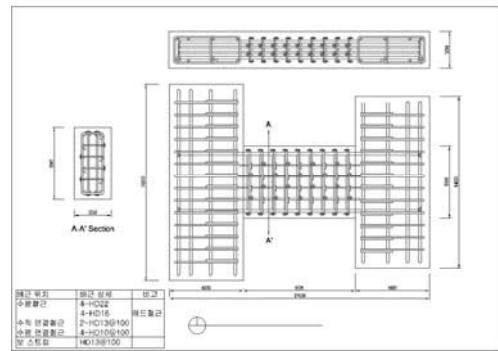
(a) CA



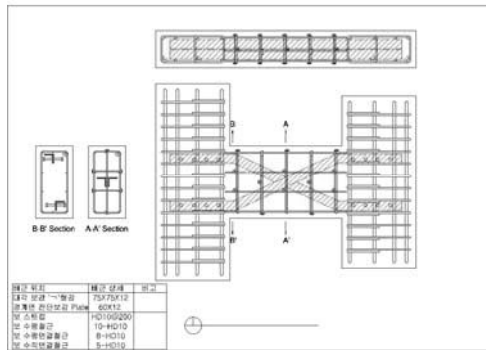
(b) SB1



(c) SB2

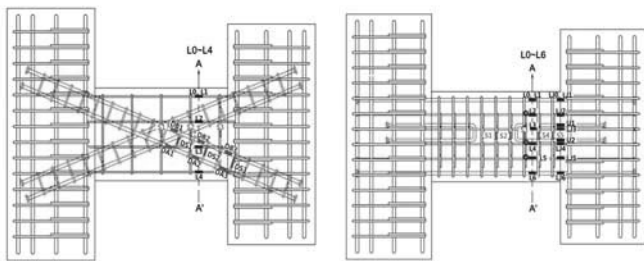


(d) SB3



(e) SA

그림 4. 실험체 배근상세



(a) CA

(b) SB 1,2,3

그림 5. 철근의 스트레인지지 설치상황

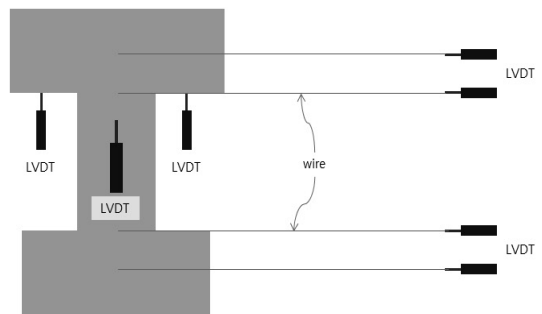


그림 6. 변위계(LVDT) 설치상황

3.4 재료시험

콘크리트 압축강도 시험용 공시체는 KS F 2403에 따라 실험체 타설과 동시 제작하였으며, 실험체와 동일한 조건 하에서 현장 양생하였다. 압축강도는 재령 28일 강도를 KS F 2408에 준하여 측정하였으며, 시험장비는 2000kN 만능재료 시험기(Universal Test Machine, UTM)를 사용하였다. 콘크리트 압축강도는 3개 공시체의 시험으로부터 얻은 결과를 평균값으로 구하였다(표 2 참조).

실험체 제작에 사용된 철근의 재료시험은 KS B 0801에 따라 시험편을 제작하고 KS B 0802에 따라 시험을 실시하였으며, 시험결과는 표 3과 같다.

표 2. 콘크리트 재료시험 결과

설계 강도 ($f_{ck, 28}$, MPa)	압축 강도 ($f_{cu, 28}$, MPa)	슬럼프 (mm)	탄성계수 (GPa)
24	28.9	70	26.08

표 3. 철근의 기계적 특성

철근종류	구분 철근위치	설계기준 항복강도 (MPa)	항복 강도 (MPa)	인장 강도 (MPa)
D13(SD400)	스트럽, 벽체 띠철근	400	643.19	744.00
D19(SD400)	‘U’형 중간철근	400	542.83	683.48
D22(SD400)	수평철근, 대각철근, 벽체 주근	400	508.19	654.10

4. 실험결과 및 분석

4.1 균열 및 파괴양상

그림 7에 각 실험체의 균열 진전 및 최종 파괴양상을 나타내었다. CA실험체의 경우, 2.82mm(0.2%) 변위제어 이력단계의 정(+)가력 시 연결보 상하부 모서리에 초기 수평균열이 발생하였으며, 하중이 증가됨에 따라 수평균열이 단부에서 중앙부로 발전되면서 사인장 균열로 진전되는 양상이 나타났다. 8.45mm(0.6%) 변위제어 이력단계의 664.53kN에서 대각선 철근이 항복한 후 균열이 전반에 걸쳐 분포하는 양상을 나타내었다. 19.71mm(1.4%) 변위제어 이력단계의 부(-)가력 시 균열이 급격하게 증가되었으며, 25.34mm(1.8%) 변위제어 이력단계에서 연결보 우측 상부에 콘크리트 박리가 발생하였다. 최종적으로 30.98mm(2.2%) 변위제어 이력단계에서 연결보의 수평균열 폭의 증가와 콘크리트의 피복이 발생하였으며 연성적인 거동을 보이는 휨 파괴 양상을 나타내었다.

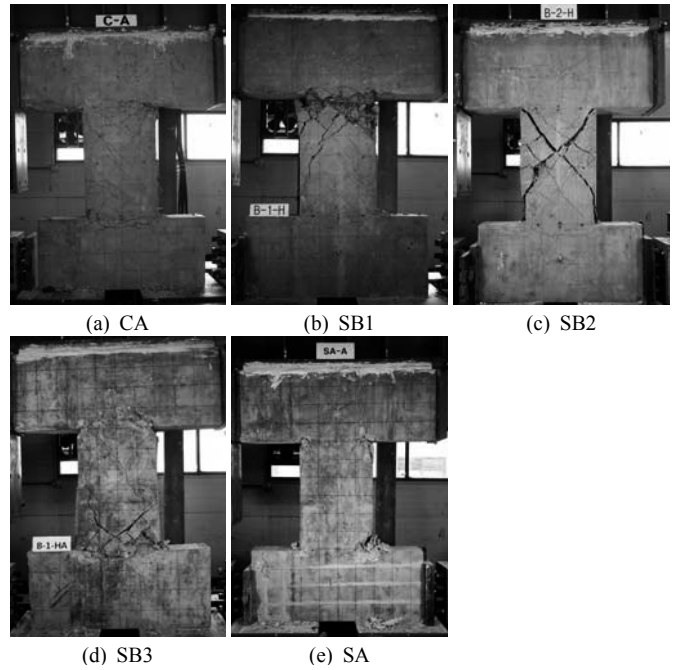


그림 7. 실험체별 균열 및 최종 파괴상황

SB1 실험체의 경우, 2.82mm(0.2%) 변위제어 이력단계의 정(+)가력 시 연결보와 상하부 벽체 모서리에 초기 수평균열이 발생하였으며, 8.45mm(0.6%) 변위제어 이력단계의 541.097kN에서 수평 헤드바의 철근이 항복한 후, 14.08mm(1.0%) 변위제어 이력단계에서 연결보의 우측 상단부 영역에서 균열이 증가되는 양상을 나타내었다. 19.71mm(1.4%) 변위제어 이력단계에서 다수의 수평철근이 항복하였고, 하중이 증가됨에 따라 균열의 폭이 급속하게 증가되었으며, 최종적으로 30.98mm(2.2%) 변위제어 이력단계에서 연결보의 상단부 콘크리트의 피복이 박리되면서 취성적으로 파괴되는 양상을 나타내었다.

SB2 실험체는 2.82mm(0.2%) 변위제어 이력단계의 정(+)가력 첫 번째 사이클에서 연결보와 하부 벽체의 좌측 경계면과 상부 벽체의 우측 경계면에 초기 균열이 발생되었으며, 5.63mm(0.4%) 변위제어 이력단계에서 사인장 균열이 연결보 중앙부 부근에 발생되었다. 하중이 증가됨에 따라 철근이 다수 항복되면서 균열의 폭이 증가되었다. 최종적으로는 30.98mm(2.2%) 변위제어 이력단계에서는 연결보의 중앙부에서 콘크리트의 피복이 일부 박리되면서 취성적으로 최종파괴되는 양상을 나타내었다.

SB3 실험체의 경우, 2.82mm(0.2%) 변위제어 이력단계의 정(+)가력 시 연결보의 하부 좌측과 상부 우측 모서리 및 중앙부에서 초기 수평균열이 발생하였다. 하중이 증가됨에 따라 다수의 철근이 항복하였고, 14.08mm(1.0%) 변위제어 이력단계에서 정(+)가력 및 부(-)가력 시 경사균열의 폭이 증가되었으며, 연결보의 상·하부 부근에서 콘크리트 피복이 박리되는 양상을 나타내었다. 최종적으로 42.24mm(3.0%) 변위제어

어 이력단계에서 연결보의 상·하부 콘크리트가 탈락되면서 취성적인 파괴 양상을 나타내었다.

SA실험체는 2.82mm(0.2%) 변위제어 이력단계 정(+)가력 시 연결보의 우측 상부에서 초기 수평균열이 발생하였다. 이후 하중이 증가함에 따라 상하부에 수평균열이 연결보의 경계면에 따라 진전되었으며 연결보 1중앙부에 경사균열이 발생하였다. 최종적으로 70.4mm(5%)변위제어 이력단계까지 가력 후 실험이 종료되었으며, 연결보 상하부의 경계면의 수평균열의 폭이 더욱 증가되고, 콘크리트가 탈락되면서 휨 파괴 양상을 나타내었다.

4.2 하중-변위 관계

표 4에 각 실험체의 초기균열이 발생한 사이클 및 항복강도, 최대강도, 파괴강도를 나타내었으며, 그림 8에는 각 실험체의 하중-변형 관계 곡선을 나타내었다.

CA실험체의 경우, 최대하중은 30.98mm(2.2%) 변위이력 정(+)가력 시 788.55kN, 19.71mm(1.4%) 변위이력 부(-)가력 시 703.43kN으로 나타났으며, 정(+)가력 및 부(-)가력의 동일 변위 두 번째 사이클에서의 최대하중은 각각 761.43kN 및 673.65kN으로 첫 번째 사이클의 내력에 비해 각각 3.4%, 4.2% 강도저하가 발생하였다. 최종 가력 시 30.97mm(2.2%) 변위이력에서 정(+)가력 및 부(-)가력의 최대하중은 각각 761.43kN 및 660.46kN으로 내력이 감소하여 나타났다.

SB1실험체의 최대하중은 그림 8(b)에서와 같이 25.34mm(1.8%) 변위이력 첫 번째 사이클에서 정(+)가력 시 877.46kN, 부(-)가력 시 847.16kN으로 나타났다. 또한, 같은 변위이력 두 번째 사이클에서 정(+)가력 및 부(-)가력 시 최대하중은 각각 725.72kN 및 725.22kN으로 첫 번째 사이클에서의 내력에 비하여 각각 17.3% 및 14.4% 강도저하가 발생하였다. 최종 파괴 시 42.24mm(3.0%) 변위이력 단계를 정(+)가력 진행 중에 34.27mm 변위에서 최대하중이 453.97kN으로 나타났으며, 30.98mm(2.2%) 변위이력 단계에서 부(-)가력 시 최대하중은 574.08kN으로 내력이 감소하였다. 최대하중의 약 0.5배와 0.7배의 강도를 나타내었다.

SB2실험체의 최대하중은 19.71mm(1.4%) 변위이력 첫 번째 사이클에서 정(+)가력과 부(-)가력 시 각각 888.57 kN과 833.53kN으로 나타났으며, 동일 변위 두 번째 사이클에서 정(+)가력 및 부(-)가력 시 각각의 최대하중은 732.69kN 및 685.95kN으로 첫 번째 사이클 내력에 비해 각각 17.5%, 17.7% 강도저하가 발생하였다. 최종 파괴 시 30.97mm(2.2%) 변위이력 단계에서 정(+)가력 및 부(-)가력의 최대하중은 각각 439.15kN 및 331.07kN으로 내력이 현저히 감소하였으며, 최대하중의 각각 약 0.5배 및 0.4배의 강도를 나타내었다.

SB3실험체의 경우는 최대하중이 19.71mm(1.4%) 변위이력 첫 번째 사이클에서 정(+)가력 시 826.38kN과 부(-)가력

시 785.77kN으로 나타났으며, 동일 변위 두 번째 사이클에서의 정(+)가력 및 부(-)가력 시 최대하중은 각각 700.14kN 및 678.05kN으로 첫 번째 사이클의 내력에 비해 15.3%와 13.7%의 강도저하가 발생하였다. 또한, 최종 파괴 시 42.24mm(3.0%) 변위이력 단계에서 정(+)가력 및 부(-)가력 시 최대하중은 각각 514.92kN 및 408.22kN으로 내력이 감소하여 나타났으며, 최대하중의 각각 약 0.6배 및 0.5배의 강도를 나타내었다.

반면, SA실험체의 경우, 최대하중은 25.34mm(1.8%) 변위 이력 첫 번째 사이클의 정(+)가력 시 502.91kN이며, 부(-)가력 시 530.03kN으로 나타났으며, 동일 변위 두 번째 사이클의 정(+)가력 및 부(-)가력 시 최대하중은 각각 422.3kN 및 469.9kN으로 첫 번째 사이클에 비해 각각 16%, 11% 강도저하가 발생했다. 최종파괴 시 56.32mm (4.0%) 변위이력 최대 하중은 정(+)가력 시 426.59kN이며, 부(-)가력 시 396.08kN으로 나타났으며, 최대하중의 각각 약 0.8배, 0.7배의 강도를 나타내었다.

표 4. 실험결과

실험체명	초기 균열 Cycle	항복		최대		파괴		
		Load (kN)	Disp. (mm)	Load (kN)	Disp. (mm)	Load (kN)	Disp. (mm)	
CA	+	+4	538.4	6.079	788.6	30.46	-	-
			-	-	703.4	24.79	-	-
SB1	+	+4	541.1	6.09	877.5	25.08	454.0	34.27
			-	-	847.2	25.46	-	-
SB2	+	+4	522.6	7.045	888.6	19.26	438.3	28.59
			-	-	846.6	14.16	672.0	25.05
SB3	+	+4	596.7	6.89	826.4	19.45	514.9	41.86
			-	-	457.7	4.76	785.8	19.54
SA	+	+4	325.1	4.12	502.9	25.31	-	-
			-	-	259.2	2.765	530.0	25.30

4.3 변형능력 및 에너지소산능력

연결보의 변형능력은 연결보에서 요구되는 중요한 성능 중의 하나이다. 그림 9는 연결보에서 요구되는 벽체와 연결보의 변형능력을 도시한 것이며, FEMA 450-1(2003)에서는 설계변위에 상응하는 변형의 1.5배와 $0.80 \leq 0.67(h_w/l_w) + 0.5 \leq 2.5$ 에 의한 값보다 동등 이상의 변형능력을 갖도록 일체식 철근콘크리트구조(RC)에 준하는 벽체의 구조성능을 요구하고 있다.

그림 9와 상기 기준을 토대로 검토하여 보면, 먼저 설계변위의 1.5배 조건은 아파트의 내진등급이 중요도 I에 속하므로 최대 허용변형(drift)은 2.25%(=1.5%*1.5)로 볼 수 있다. 또한 기존 LH 울산 OO지구에 시공된 아파트를 대상으로 $0.80 \leq 0.67(h_w/l_w) + 0.5 \leq 2.5$ 의 조건을 검토한 결과, 요구되는 최대 변형능력(drift)은 약 2.5%로 나타났다. 따라서

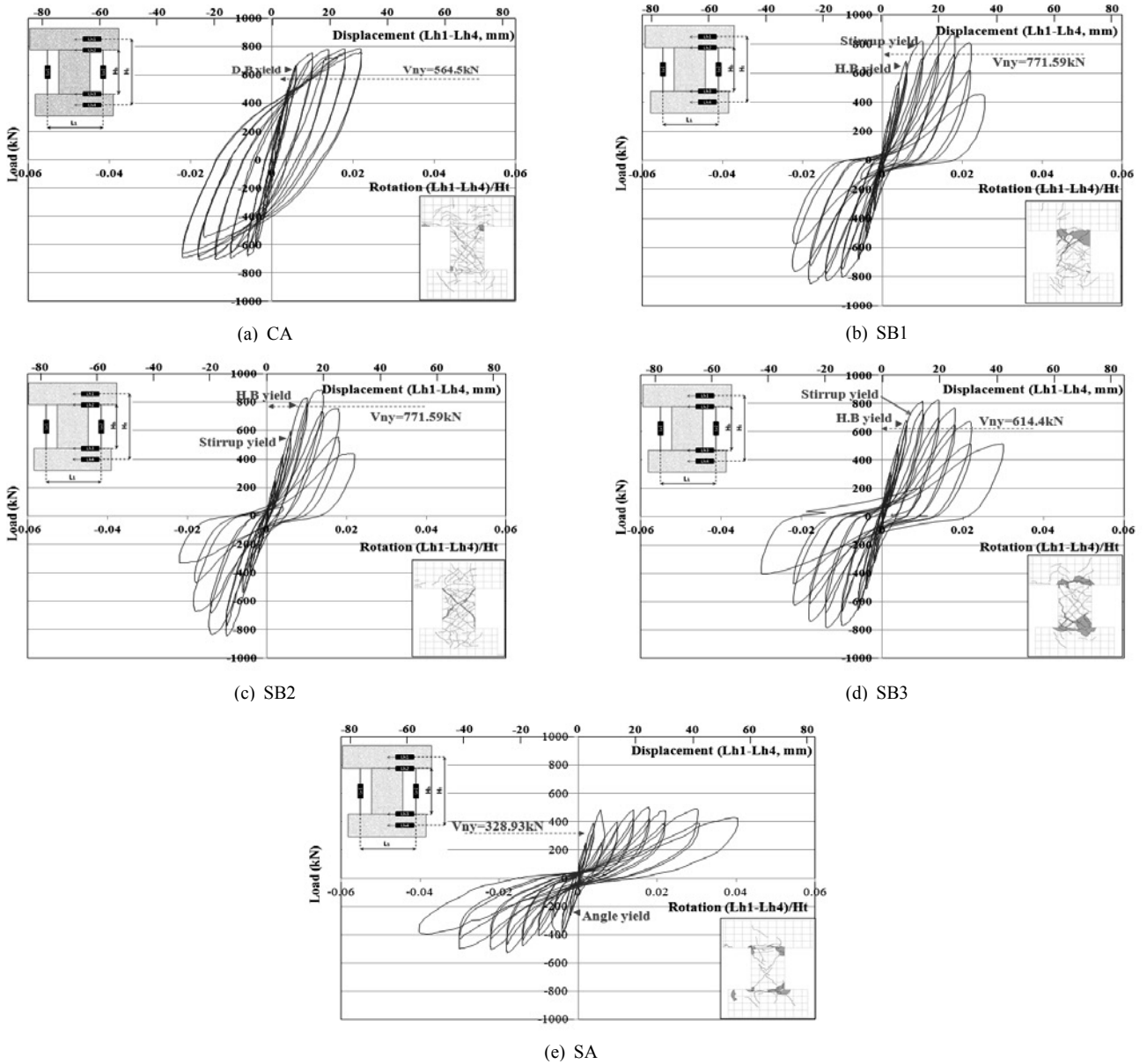


그림 8. 하중-변형 곡선

국내 연결보에서 요구되는 변형능력은 약 2.5% 정도의 수준 일 것으로 예상되며, 향후 실험결과 분석에서는 이러한 관점에서 연결보의 변형능력을 검토해 보고자 한다.

그림 10은 기준 실험체인 CA와 대체상세 실험체들의 변형능력, 강성저하, 그리고 에너지소산능력을 비교한 것이다. CA실험체의 경우 연성적인 거동을 보이고 있으며, 약 4%의 변형능력(drift)을 보유하고 있는 것으로 나타나 국내 요구수준의 변형능력을 충분히 확보할 수 있는 것으로 판단된다. 반면, SB1, SB2, SB3실험체의 경우에는 SB1과 SB3실험체가 SB2실험체보다 다소 연성적인 거동을 나타내고 있기는 하나 기준 실험체인 CA에 비하여 크게 떨어지는 변형능력과 강도

를 보유하고 있는 것으로 나타났다. 이들 실험체의 변형능력(drift)은 약 2% 수준으로 기존 대각선다발철근 보강상세를 지닌 연결보의 대체상세로서는 적용이 어려우나 일정 수준 이상의 변형능력은 보유하고 있는 것으로 나타나 향후 설계 적용 시에는 활용이 가능한 것으로 판단된다. SB1과 SB2의 누적 에너지소산량은 최종파괴 시 74.7kN.m~ 9.9kN.m의 범위로 거의 유사한 수치를 나타내었다. 또한, SA는 약 4% 정도의 변형능력을 보유하고 있는 것으로 나타나 기준 실험체인 CA와 비교하여 변형능력이 거의 유사하며, 국내 요구수준을 충분히 만족할 수 있을 것으로 기대된다. 하지만 에너지소산능력은 적게 나타났는데 이는 CA 실험체의 다발철근

대각보강근과 동일한 단면적의 강재를 사용하였으나 SS400 강재를 사용하여 내력이 낮게 설계된 점에 기인한 결과로서 강도가 무차원화된 이력을 토대로 비교하여 거의 유사한 에너지소산능력을 보유하고 있는 것을 알 수 있다, 따라서 향후 고강도 강재를 사용하여 설계내력을 동일하게 가져간다면 CA 실험체와 유사한 연성능력과 에너지소산능력을 나타내게 될 것으로 판단된다.

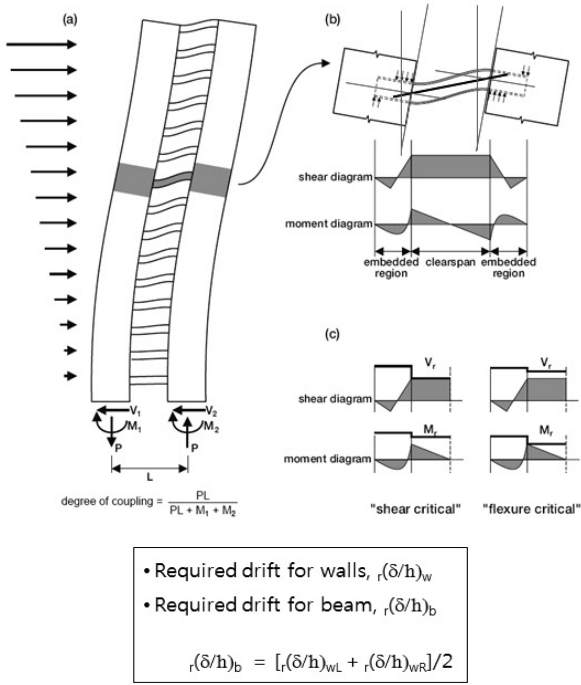


그림 9. 벽체와 연결보의 요구 변형능력(drift demand)

표 5. 실험강도와 계산된 공칭강도 비교

실험체명	①설계 강도 (kN)	②계산 공칭강도 V_{ny} (kN)	③실험 강도 $V_{exp.}$ (kN)	③/② ($V_{exp.}/V_{ny}$)
CA	444.32	564.50	788.55	1.40
SB1	576.87	771.59	877.46	1.14
SB2	576.87	771.59	888.57	1.15
SB3	551.76	641.4	826.38	1.29
SA	328.93	328.93	502.9	1.53

4.4 설계기준 강도와의 비교

철근 및 콘크리트 재료시험 결과를 적용하여 산정한 공칭강도(V_{ny})와 실험강도($V_{exp.}$)를 비교한 결과를 그림 10과 표 5에 나타내었다. 그림 10과 표 5로부터 실험강도와 계산된 공칭강도의 비는 약 1.14~1.53으로 나타났다. 특히 SB1, SB2, SB3 실험체의 경우 실험강도와 계산된 공칭강도의 비는 평균 1.19로 유사하게 나타났다. 따라서 제안된 상세를 갖는 실

험체들의 강도는 연결보 내에 배근된 휨보강근과 스테럽이 함께 전단에 기여하는 것으로 설계하여도 충분히 안전측의 예측이 가능한 것으로 판단된다.

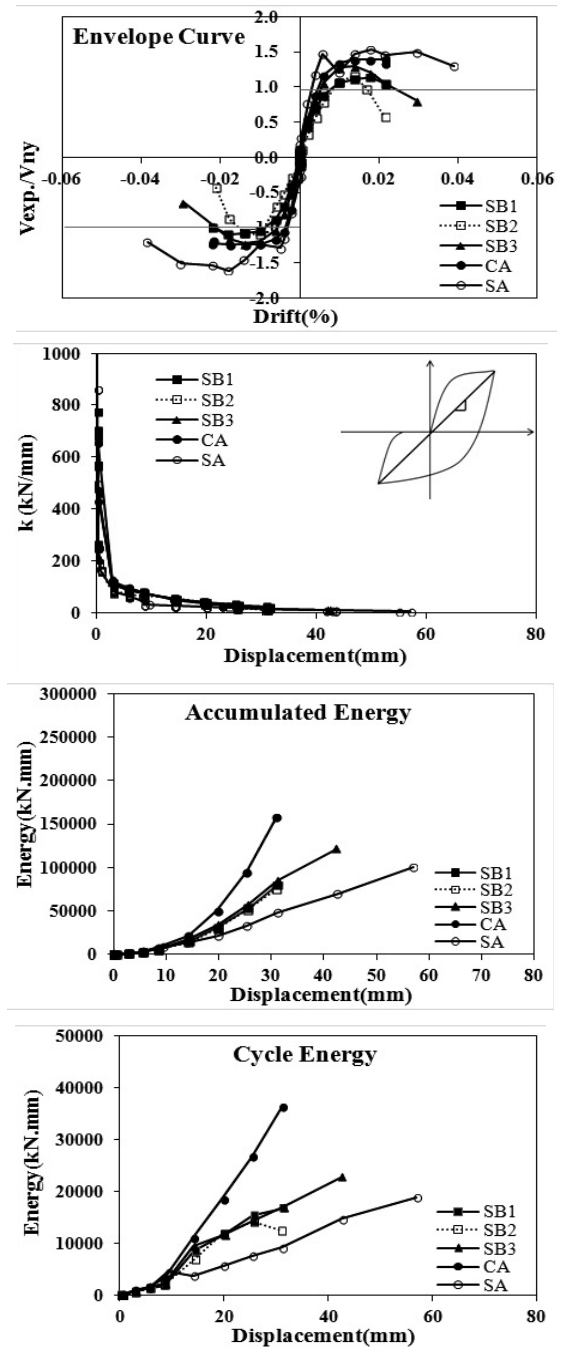


그림 10. 변형능력, 강성변화, 에너지소산능력 비교

5. 결론

본 연구에서는 현행 건축구조기준(KBC2009)에서 정하고 있는 복잡한 특수전단벽 연결보의 배근 상세를 대체할 수 있는 상세를 제안하고 실물실험(full scale)을 통하여 내진성능

을 검토하였으며, 실험결과로부터 얻은 결론은 다음과 같다.

1. 깊은 보와 유사한 설계개념에 의해 수평, 수직방향으로 철근을 보강한 상세를 갖는 SB1, SB2, SB3(각각 그림 1(a), (b), (c)) 실험체의 경우, 대각선다발철근상세로 보강된 CA실험체(기준 실험체)와 비교하여 낮은 에너지소산능력과 변형능력을 보이는 것으로 나타났다. 또한 내력 측면에서도 비록 설계강도를 상회하고는 있지만 대각보강상세와 비교하여 낮은 것으로 나타났다. 따라서 동 상세들은 현행 건축구조기준(KBC2009)에서 정하고 있는 대각선다발철근의 특수전단벽 연결보 상세를 직접적으로 대체하기는 어려운 것으로 판단된다. 단, 이들 보는 보와 벽체의 경계부에서 소성힌지가 형성되었고, 약 2%의 변형능력을 보유하고 있는 것으로 나타나 향후 성능설계 등에 적용이 가능할 것으로 판단된다.

2. 연결보 내부는 대각방향으로 그리고 벽체 내에는 수평방향으로 정착한 앵글형 대각보강 상세를 지닌 SA(그림 1(d)) 실험체는 현행 건축구조기준의 대각선다발철근 상세로 보강된 CA실험체와 비교하여 에너지소산성능은 다소 낮게 측정되었으나 약 4% 정도의 변형능력을 보유한 것으로 나타나 변형능력은 거의 유사한 것으로 판단된다. 에너지소산능력이 낮게 측정된 것은 대각선방향의 보강인 앵글의 설계강도가 대각선다발철근의 강도보다 낮게 설계된 것에 기인한 것으로 향후 강도를 높이고 벽체와의 경계인 용접연결부에서 취성파괴를 방지하도록 하는 방안이 강구된다면 기준 실험체와 유사한 변형능력과 에너지소산능력을 지닌 상세로서 사용 가능한 것으로 사료된다.

감사의 글

이 논문은 ‘특수철근콘크리트 구조벽체의 배근상세 규정 개정을 위한 실험용역’과제의 연구결과 일부이며, 한국토지

주택공사(LH)의 연구비 지원에 의해 수행되었습니다.

참고문헌

1. 강동훈, 한상환, 권현욱 (2013), “뒹뒹대각철근을 갖는 고성능 섬유보강 시멘트 복합체(HPFRCC) 연결보의 내진성능평가”, 「대한건축학회 학술발표논문집 구조계」, 33(2): 509~510.
2. 대한건축학회(2009), 「건축구조기준 및 해설(KBC)」.
3. 박완신, 윤현도(2009), “HPFRCCs 커플링 보의 전단강도”, 「대한건축학회 학술발표논문집 구조계」, 29(1): 263~266.
4. 박완신(2005), 「Shear strength of steel coupling beam-wall connections in a hybrid coupled shear wall systems」, 충남대학교 박사학위논문.
5. 서수연 등(2003), “강도설계법으로 설계된 연결 전단벽의 변형 성능 평가”, 「대한건축학회 논문집」, 19(4): 11~17.
6. 송한범(2006), 「병렬 전단벽 시스템에서 철골 커플링보 접합부의 거동 및 설계에 관한 연구」, 광운대학교 박사학위논문.
7. 천영수 등(2012), 「특수철근콘크리트 연결보의 내진성능 평가」, 토지주택연구원.
8. Building Seismic Safety Council (BSSC) (2003), *NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulation for New Buildings and Other Structures (FEMA 450)*.
9. El-Tawil, S. and C. Kuenzli (2002), “Pushover of Hybrid Coupled Walls. II: Analysis and Behavior”, *Journal of Structural Engineering*, 128(10): 1282~1289.
10. Harries, K., J. Moulton and R. Clemson (2004), “Parametric Study of Coupled Wall Behavior—Implications for the Design of Coupling Beams”, *Journal of Structural Engineering*, 130(3): 480~488.
11. Shahrooz, B. M., J. T. Deason and G. Tunc (2004), “Outrigger Beam-Wall Connections. I: Component Testing and Development of Design Model”, *Journal of Structural Engineering*, 130(2): 253~261.