

H형강-국부 콘크리트 합성보의 휨 실험

Bending Tests of H steel-Partial Concrete Incased Composite Beams

김성훈* 김대곤**
Kim, Sung-Hoon Kim, Dae-Kon

국문요약

2001년 9월 11일 세계무역센터 붕괴 후, 그리고 지진발생시 빈번히 발생하는 건물의 화재피해 때문에 구조부재의 내화에 대한 사회적 관심이 증대되었다. 최근에는 전통적인 방법이 아니라 콘크리트의 내화성능과 철골의 구조적 특성을 복합한 내화성능이 향상된 합성구조에 대한 연구가 진행 중이다. 본 논문에서는 내화성능향상을 목적으로 개발된 부분적으로 철근콘크리트로 채워진 H형강-국부 콘크리트 합성 보의 상온에서의 휨 거동을 조사하기 위하여 몇 가지 합성상세를 갖는 실험체들의 휨 실험을 실시하였다. 실험결과 6~8의 변위 연성계수를 얻었다. 콘크리트와 철골의 일체화를 위한 합성상세간의 휨 거동 차이는 미미하였고, 극한 휨 강도에 가장 영향을 주는 것은 배근된 주철근 양임을 알 수 있었다. 따라서 중진 지역의 내진설계시 이 타입의 합성보를 사용하면 단일 H형강에 철근배근만 달리하여 상당부분의 층에서의 보의 춤을 동일하게 유지할 수 있다.

주요어 : 합성보, 내화성능, 스투드 커넥트, 관통철근, 띠철근 용접, 연성도

ABSTRACT

After the collapse of the World Trade Center in september 11, 2001 and due to the frequent fire-caused damages of buildings during earthquake attacks, social concerns have been increased for the fire proof of the structural members of buildings. Recently, researches have been conducted to improve the fire resistance for building members not by the traditional ways but by utilizing the fire-resisting characteristics of reinforced concrete and structural characteristics of H-steel. In this paper, laboratory tests were conducted in room temperature to investigate the structural performance of the composite beams, which were developed to improve the fire resistance, comprising with concrete incasement between upper and lower flanges of H steel. From the experimental results, the displacement ductility factors of 6~8 were obtained. The difference of flexural behavior of H steel-partial concrete incased composite beams with various composite details seems to be minor. The amount of longitudinal rebars is the most influential factor for the flexural strength of the composite beams. Therefore, if this type of composite beams are selected for designing a building located in moderate seismic zone, identical beam size could be used in several stories of the building.

Key words : composite beam, fire-resistance, stud connector, bar through hole, stirrup welding, ductility

1. 서 론

H형강-국부 콘크리트 합성보(이하 합성보)는 그림 1에서 보여주는 것처럼 철근콘크리트를 H-형강의 플랜지 사이에 타설하여 일체화시킨 합성 구조부재이다. 본 합성보는 철골의 웨브가 콘크리트로 보호되어 있어 화재시 높은 열이 웨브까지 전달되는 시간을 연장시키고 콘크리트에 배근된 철근은 합성보가 지진과 같은 외력을 받을 때나 화재시 과도한 콘크리트의 탈락(spalling)을 방지하는 등 구조성능과 내화성능을 개선할 목적으로 개발되었으며⁽¹⁾, Eurocode 4의 Part 1.2는 화재상황에서의 철골-콘크리트 복합구조물의 설계방법에 대하여 다루고 있다.⁽²⁾ 국내에서는 H형강-국부 콘크리트 합성 기둥의 구조성능을 평가하기 위하여 단주압축, 휨, 전단실험⁽³⁾과 축력을 받는 합성기둥의 휨 성능에 관한 실험적 연구가 수행되었다.⁽⁴⁾

본 연구의 선행 연구로서 한국건설기술연구원에서는 길이 4.6m의 H-400×200×8×13 강재에 특별한 내화피복 없이 합성보 실험체 5개를 제작하여 한국산업규격 KS F

2257에 준하여 내화실험(재하가열시험)을 실시하였다.⁽⁵⁾ 이때, 콘크리트 압축강도와 주철근비(0.67%~4.75%)를 주요 실험변수로 채택하였으며 내화실험은 249 kN의 재하하중을 가력하여 KS F 2257-1의 10.2.1 하중 지지력항에 준하여 보의 허용 변형량이 132.25 mm에 도달하는 시간을 내화성능시간으로 채택하여 최대 2시간의 내화성능을 확보하였으며, 특별한 내화 피복재가 없는 합성구조체 만으로도 내화성능을 확보할 수 있음을 보였다.

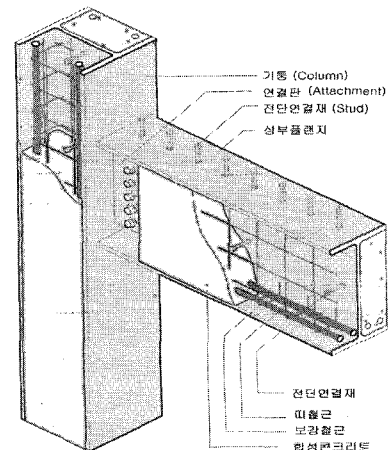


그림 1 H형강-국부 콘크리트 합성보

* 정희원, 서울산업대학교 구조공학과 부교수

** 정희원, 서울산업대학교 구조공학과 조교수 (대표저자: dkkim@snut.ac.kr)

본 논문에 대한 토의를 2005년 8월 31일까지 학회로 보내 주시면 그 결과를 게재하겠습니다.
(논문접수일 : 2005. 4. 26 / 심사종료일 : 2005. 6. 7)

본 논문에서는 내화성능 향상 목적으로 개발된 H형강-국부 콘크리트 합성보의 상온 상태에서의 휨내력 및 구조적 거동을 고찰하고, 나아가 내진부재로서의 활용 가능성을 조사하기 위하여 총 13개의 실험체를 대상으로 실험실에서 극한 휨 실험을 실시하였다. 실험에 사용한 실험체들은 콘크리트와 철골간의 일체화를 위하여 철골의 웨브에 콘크리트에 배근된 띠철근을 용접한 실험체와, 스티드 커넥터, 또는 웨브를 관통하는 철근과 콘크리트간의 부착에 의해 일체가 이루어지는 실험체 등을 만들어 합성상세간의 구조적 거동 차이를 알아보았다.

2. 실험체 제작 및 설치

2.1 실험체 제작

대상 실험체는 유럽의 Eurocode 4의 내화규준⁽²⁾, 그리고 건설기술연구원에서 실험한 “합성구조철골의 내화성능 조사시험”⁽⁵⁾을 참조하여 제작하였다. 그림 2는 콘크리트 타설 전과 후의 전형적인 실험체의 모습을 보여준다. H-형강은 길이가 3.2 m인 H400×200×8×13을 사용하였으며 비합성 실험체를 제작하여 합성실험체와의 구조적 거동을 비교할 수 있도록 하였다.

합성보 실험체는 H-형강과 콘크리트간의 부착상태가 좋아야 한다. 따라서 철골의 양 플랜지와 웨브 사이에 타설하는 콘크리트와 철골의 일체화를 위하여 띠철근을 웨브에 용접하거나, 띠철근은 웨브에 용접하지 않고 스티드 커넥터를 일정간격으로 웨브에 용접하거나 철근 토막을 웨브에 관통시키거나 혹은 띠철근을 웨브에 용접하고 동시에 스티드 커넥터도 일정간격으로 웨브에 용접한 합성 실험체들을 제작하였다. 따라서 실험체의 제작변수로는 주철근의 사용 유·무 및 배근량, 띠철근의 웨브에의 용접 여부, 스티드 커넥터의 사용 유·무 및 간격, 그리고 웨브 관통철근의 사용 유·무 및 간격 등이다. 실험체의 단면형상 및 합성상세를 표 1에 정리하였다.

표 1에서 BS01만 비합성 실험체이고 나머지는 합성상세가 다른 합성실험체들이다. 합성실험체에서 스티드 커넥터는 $\phi 16$ 의 길이 60 mm를 사용하였으며 표에서 ‘스티드 간격’은 사용한 스티드의 보 길이방향 간격을 의미

한다. 또한 표에서 ‘띠철근 웨브에 용접’이란 콘크리트와 철골의 일체화 거동을 위하여 보 길이 방향으로 150 mm 간격으로 배근되어 있는 D10 띠철근을 웨브에 용접 길이 50 mm, 용접 폭 5 mm로 용접한 것을 의미한다. 실험체 BS07과 BS08은 스티드 커넥터 대신 D10 철근을 웨브에 관통시킨 실험체이다.

2.2 실험체 재료 특성

H-형강 시험편 인장시험 결과, 항복강도는 약 343 MPa, 인장강도는 약 451 MPa, 그리고 탄성계수는 약 2.254×10^5 MPa를 얻었다. 사용 철근은 D19 주철근과 D10 띠철근을 사용하였으며, 철근 시험편 인장시험 결과, 항복강도는 약 343 MPa, 인장강도는 약 578 MPa, 그리고 탄성계수는 약 1.96×10^5 MPa를 얻었다. 스티드 커넥터는 $\phi 16$ 의 길이 60 mm를 사용하였으며, 항복강도는 약 323 MPa, 인장강도는 약 490 MPa인 재료를 사용하였다. 콘크리트는 설계기준강도가 26.5 MPa 으로 설계된 레미콘 제품을 사용하였으며, 타설시 슬럼프 값은 약 13 cm 이었다. 콘크리트 재령 28일 압축강도는 실험결과 약 31 MPa로 나타났으며, 실험당일 (재령 55일) 압축강도는 약 34 MPa, 탄성계수는 약 0.196×10^5 MPa 로 나타났다.

2.3 가력 및 측정 장치

합성보 실험체의 극한 휨 내력을 조사하여 합성여부에 따른 구조거동의 차이를 분석하기 위해 그림 3과 같이 양 지점간 거리가 3m인 보 실험체에 1점 휨 실험을 실시하였다. 이때 200 tonf급 만능시험기(UTM)를 사용하여 하중을 재하 하였으며 실험체 중앙 하부에 변위변환기를 장착하여 MDS-2000과 개인용 컴퓨터를 사용하여 측정 데이터를 얻었다. 가력방법은 loading-unloading시의 합성보의 강성변화를 보기위해 그림 4와 같이 크기는 3 mm씩 증가시키면서 각 변위 당 2 싸이클씩 반복적으로 가하는 incremental 변위제어 방법을 사용하였다. 이때 얻어지는 부재의 힘-변위곡선의 envelop curve는 재하방향의 역전 없이 실험체가 파괴될 때까지 일 방향 단일 연속하중재하의 결과와 같을 것으로 예상된다.⁽⁶⁾

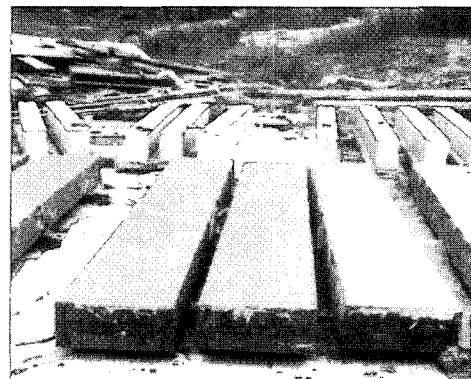
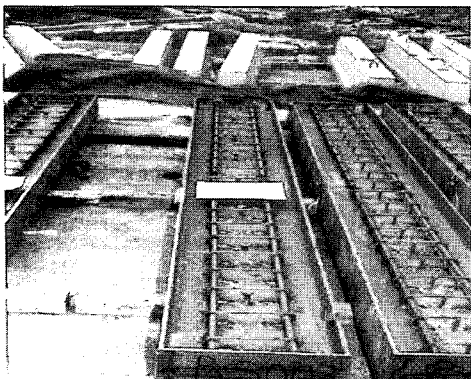


그림 2 H형강-국부콘크리트 합성보의 콘크리트 타설 전(좌) 과 후(우)

표 1 실험체의 단면형상 및 구조상세

실험체	단면형상	주철근	합성 상세
BS00		-	무근 콘크리트 사용
BS01		-	비합성 실험체
BS02		-	스터드 간격=400mm
BS03		8-D19	스터드 간격=400mm 띠철근 웨브에 용접
BS04		12-D19	스터드 간격=400mm 띠철근 웨브에 용접
BS05		4-D19	스터드 간격=400mm 띠철근 웨브에 용접
BS06		6-D19	스터드 간격=400mm 띠철근 웨브에 용접
BS07		8-D19	관통철근 간격=450mm 띠철근 웨브에 용접
BS08		8-D19	관통철근 간격=150mm 띠철근 웨브에 용접
BS09		8-D19	띠철근 웨브에 용접
BS10		8-D19	스터드 간격=200mm 띠철근 웨브에 용접
BS11		8-D19	스터드 간격=400mm 띠철근 웨브에 용접 않음
BS12		8-D19	스터드 간격=600mm 띠철근 웨브에 용접 않음

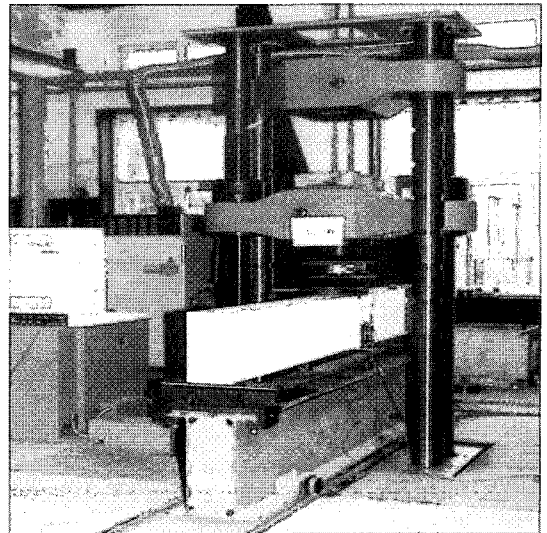


그림 3 휨 실험 모습

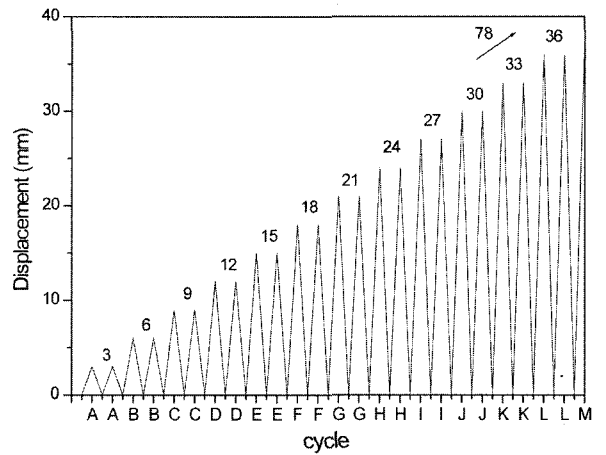
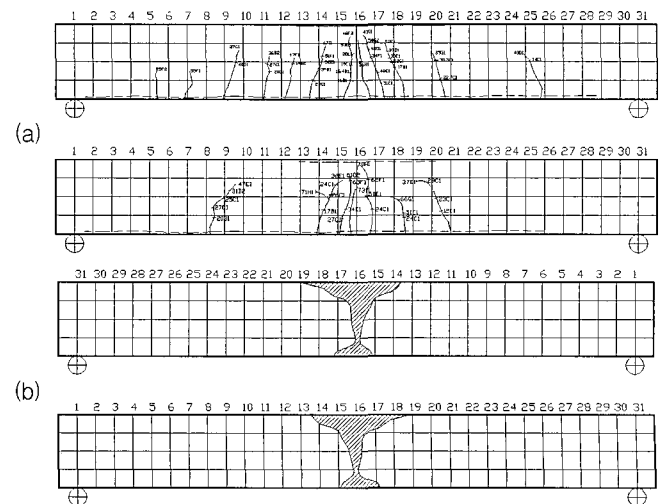


그림 4 실험에 사용한 변위 제어

3. 실험 결과 및 분석

3.1 균열상태 및 파괴양상

비합성보와 대표적 합성보 실험체의 전면과 배면의 균열 상태와 파괴시의 상황을 그림 5에서 보여준다.



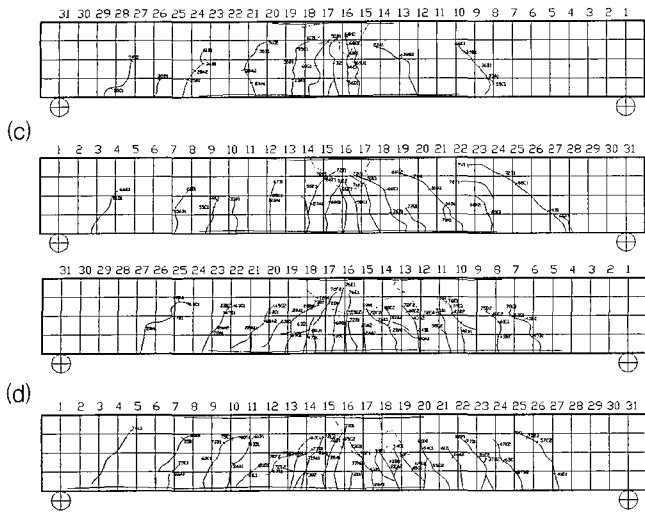


그림 5 균열상태 및 파괴양상
(a) BS00 (b) BS01 (c) BS02 (d) BS03

BS00 실험체는 H-형강 상·하 플랜지 사이를 철근 배근 없이 단지 콘크리트만으로 채운 합성실험체로서, 초기균열은 재하하중 157 kN B1 사이클에서 최대 모멘트가 발생하는 중앙부 하단에서 발생하여, C1 사이클 196 kN에서 점차 좌우 지점부로 가면서 발생하여 가력점 부위로 진전하는 전형적인 휨 파괴 형태를 보여준다. D1 사이클 392 kN에서 부재 상·하부 플랜지와 콘크리트의 계면부에서 균열이 발생하고 중앙부 콘크리트의 박리현상이 나타났다. 그 이후 G1 사이클 491 kN 부근에서 압축측 상부 플랜지에서 큰 변형이 발생하였으며, I1 사이클 706 kN에서 실험을 종료하였다.

BS01 실험체는 콘크리트로 합성하지 않은 H-형강만으로 만든 보 실험체로서, A1 사이클에서 압축부 플랜지에서 초기변형이 발생하고, B1 사이클에서 압축측 웨브에서 변형이 발생되었다. C1 사이클에서 최대하중 481 kN에 도달한 후, D1 사이클에서 압축측 웨브에서 좌굴현상이 나타나기 시작하였다. 이후 좌굴현상이 G 사이클까지 진전되다가 H1 사이클에서 최종 파괴되었다.

BS02 실험체는 H-형강의 웨브 및 플랜지에 스티드 커넥트를 용접하고, 철근 배근 없이 콘크리트만으로 합성화한 실험체로서, 초기균열은 A1 사이클 226 kN에서 발생하였으며, B1 사이클 353 kN부터 중앙에서부터 좌우측으로 가면서 균열발생이 증가하였고, F1 사이클 589 kN에서는 압축부위의 계면부에서 콘크리트가 박리되었으며, G1 사이클 716 kN에서 탈락되었고, 그 후 지속적인 소성거동을 하다가 Z1 사이클, 608 kN에서 파괴되었다. 균열 진전 양상은 BS00 실험체와 비슷하였으며, 진전속도는 다른 합성실험체에 비해 다소 빠르게 나타났다.

BS03 실험체는 스티드 커넥트를 보 길이 방향으로 400 mm 간격으로 웨브에 용접하고 8-D19 철근을 배근한 대표적인 합성실험체로서, 초기균열은 A1 사이클 235 kN부위에서 중앙 및 지점부로부터 균열이 발생하여 전반적으로 느린 속도로 균열이 진전하였으며, 균열발생도 중

양부와 지점부 하단에서 다수 발생하여 가력점 중앙부로 진전되었다. G1 사이클 765 kN에서는 압축측 콘크리트가 박리되었고, V1 사이클 785 kN에서 파괴되었다.

3.2 하중-변위 이력곡선

하중-변위 이력곡선은 각 실험체에 대한 내력 및 거동특성을 비교, 분석할 수 있는 가장 기본적인 자료로서 비합성 실험체(BS01)와 합성실험체(BS00, BS02~BS12)의 하중변위 이력곡선을 그림 6과 그림 7에서 각각 보여준다.

비합성 실험체 BS01은 그림 6에서 최대하중 481 kN에 도달한 후 보 중앙 압축플랜지와 압축측 웨브에서 좌굴이 발생하여 내력이 급격히 떨어져 연성거동을 하지 못한다. 한편, H형강 상·하 플랜지 사이를 철근 배근 없이 단지 콘크리트만으로 채운 합성실험체인 BS00은 그림 7에서 보듯이 하중 392 kN에서 보 중앙부 콘크리트의 박리현상이 나타나고 그 후 압축측 상부 플랜지의 국부좌굴이 발생하여 하중 706 kN에서 실험을 종료하였다.

그림 7에서 합성실험체들은 표 1에서 보여주는 것처럼 콘크리트와 H형강의 일체거동을 위하여 합성상세가 약간씩 다른 경우인데, 합성상세에 관계없이 탄성기울기(loading과 unloading)는 거의 동일함을 관찰할 수 있으며, 각 실험체의 항복변위를 약 10 mm로 채택하였을 때 변위연성계수 μ 를 구해보면 실험시 콘크리트가 탈락한 실험체 BS00과 중도에서 실험을 중단한 BS11을 제외하고 최소 $\mu=6$ 에서 8의 범위에 있음을 관찰할 수 있다.

합성실험체의 하중변위 이력곡선인 그림 7로부터 스티드 커넥트 또는 관통철근 사용 유·무 및 간격, 띠철근의 웨브에의 용접 여부, 그리고 주철근 배근량 등 각기 상이한 합성상세간의 실험결과를 비교하면 다음과 같다.

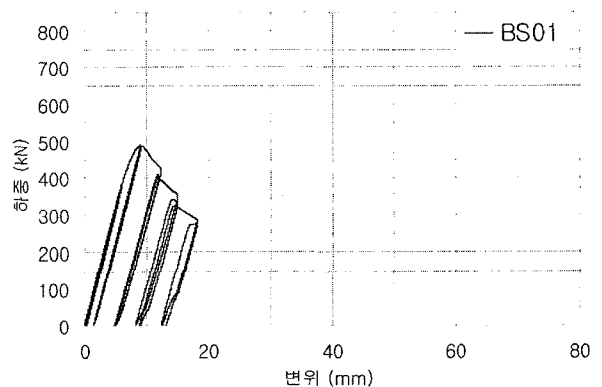


그림 6 비합성 실험체 하중-변위 곡선

스티드 커넥트 사용 유·무 및 간격

스티드 커넥트만을 사용함으로써 콘크리트와 H형강의 일체화를 이룰 수 있는 BS02 실험체는 스티드 커넥트 없이 무근콘크리트만으로 채운 BS00과 비교하여 항복 후 변위 연성계수 μ 는 약 8로서 안정적인 거동을 보인다.

한편, 주철근(8-D19)을 배근하고 띠철근을 웨브에 용접

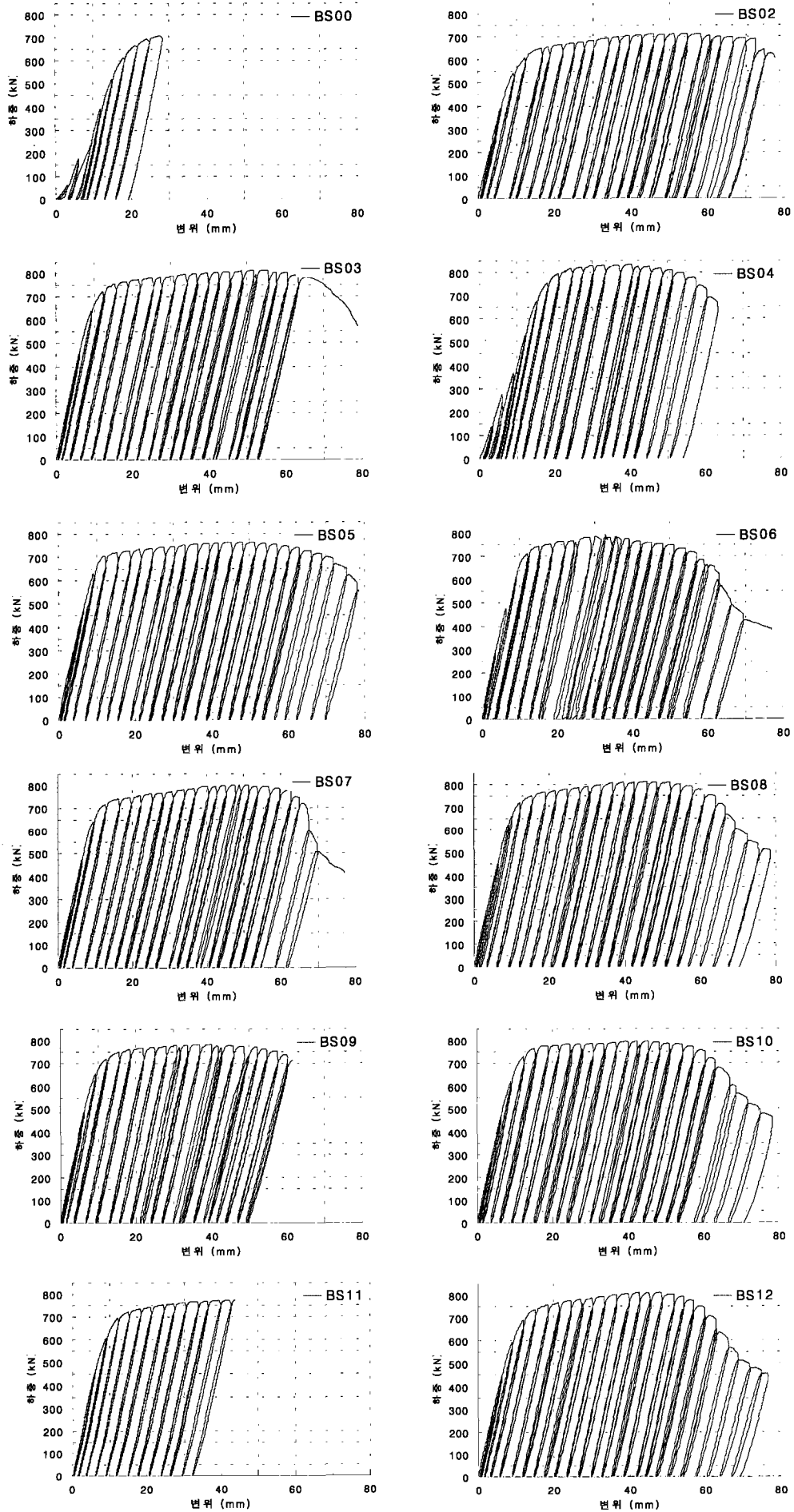


그림 7 합성실험체 하중-변위 곡선

한 실험체 BS03, BS09, 그리고 BS10의 실험결과를 비교해 보면, 스티드 커넥트를 사용치 않은 BS09와 스티드를 사용한 BS03과 BS10의 극한 내력은 거의 동일하며, 스티드의 보 길이 방향 간격 (200 mm)이 작은 BS10의 경우가 $\mu=8$ 로서 가장 연성적이다.

관통철근 사용 유·무 및 간격

주철근(8-D19)을 배근하고 띠철근을 웨브에 용접한 실험체 BS07, BS08, 그리고 BS09의 실험결과를 비교해 보면, 관통철근을 사용치 않은 BS09와 관통철근을 사용한 BS07과 BS08의 극한 내력은 거의 동일하며 관통철근의 보 길이 방향 간격이 작은 BS08의 경우가 나머지 두 경우에 비해 더욱 연성거동을 보인다.

스티드 커넥트와 관통철근 비교

모든 조건이 비슷하고 단지, 콘크리트와 H형강의 일체화 거동을 위하여 스티드 커넥트 또는 관통철근을 사용한 실험체 BS03과 BS07간의 실험 결과를 비교하면 차이가 거의 없으며 또한 실험체 BS08과 BS10간의 실험 결과도 거의 동일함을 관찰할 수 있다.

띠철근 웨브에 용접 여부

모든 조건이 동일하고 단지, 띠철근을 웨브에 용접한 BS03과 용접하지 않은 BS11간의 실험 결과는 BS11 실험체의 실험을 중도에서 중단하여 직접적인 비교는 어렵지만 양 실험체간의 최대 내력은 거의 동일하다. 한편, 스티드 커넥트의 간격이 600 mm인 BS12 실험체의 휨 거동이 상당히 안정적인 것으로 보아 콘크리트와 H형강간의 일체화를 위하여 스티드 커넥트나 관통철근을 사용한 경우에는 띠철근을 웨브에 용접하지 않아도 될 것으로 사료된다.

주철근비

모든 조건이 동일하고 단지, 주철근량이 서로 다른 실험체 BS05(4-D19), BS06(6-D19), BS03(8-D19), 그리고 BS04(12-D19)의 실험결과를 비교해 보면 극한 하중은 각각 765, 785, 814, 그리고 834 kN 으로 주철근비가 높을수록 극한 내력은 크다. 반면에 변위 연성계수는 각각 $\mu=8, 7, 6$, 그리고 5.5 로서 주철근비가 높을수록 연성계수는 작아짐을 관찰할 수 있다.

4. 합성보의 극한 휨 강도

H형강-국부콘크리트 합성보는 스티드 커넥트나 관통철근 또는 띠철근을 웨브에 용접하여 콘크리트와 H형강을 일체화 시킬 수 있으며 이때 보의 휨 거동에 가장 영향

을 주는 변수는 사용 주철근의 양 임을 실험을 통해 알았다. 합성보의 휨에 대한 극한 휨 강도는 그림 8에서 다음과 같이 구하였다. 그림 8의 (변형도)에서 α 와 β 는 콘크리트 단부에서 압축측 철골 웨브의 항복된 구간 ϵ_y 까지의 거리와 인장측 철골 플랜지 중심에서 철골 웨브의 항복된 구간 ϵ_y 까지의 거리를 각각 나타낸다. 또한 철근과 H형강의 시험편 실험으로부터 항복강도가 둘 다 약 343MPa를 얻었으므로 이들의 항복강도는 똑같이 f_y 를 사용하였다.

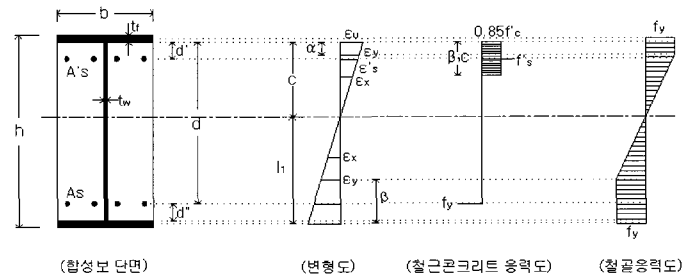


그림 8 합성보의 변형도 및 응력도

콘크리트의 압축단부의 변형도 ϵ_u 가 0.003에 도달했을 때 콘크리트의 압축철근이 항복하지 않고 ($\alpha < d'$) 인장철근은 항복 ($\beta > d'' + 0.5t_f$) 했을 때 합성보 단면에 작용하는 인장, 압축력들의 힘의 평형조건은 식 (1)과 같다.

$$0.85f'_c \beta_1 c (b - t_w) + A'_s E_s \epsilon'_s + bt_f f_y + \alpha t_w f_y + \int_0^{c-\alpha} E_s \epsilon_x t_w dx = A_s f_y + bt_f f_y + (\beta - 0.5t_f) t_w f_y + \int_0^{l_1-\beta} E_s \epsilon_x t_w dx \quad (1)$$

여기서 압축철근의 변형도 ϵ'_s 는 그림 8로 부터 식(2)과 같고, α 는 식 (3)으로 구하며, 인장측 플랜지 중심으로부터 중립축까지의 거리를 $l_1 (= h - 1.5t_f - c)$ 이라 하면 β 는 식 (4)과 같다. 또한 중립축으로부터 x 거리에 있는 철골 웨브의 탄성 변형도 ϵ_x 는 식(5)로 구한다.

$$\epsilon'_s = \frac{c-d'}{c} \epsilon_u \quad (2)$$

$$\alpha = c \left(1 - \frac{\epsilon_y}{\epsilon_u} \right) \quad (3)$$

$$\beta = l_1 - c \frac{\epsilon_y}{\epsilon_u} \quad (4)$$

$$\epsilon_x = \frac{\epsilon_y}{c-\alpha} x = \frac{\epsilon_y}{l_1-\beta} x = \frac{\epsilon_u}{c} x \quad (5)$$

한편, 식(2), (3), (4), 그리고 (5)를 식(1)에 대입하여 정리하면 콘크리트 압축단부에서 중립축까지의 거리 c 에 대한 2차방정식을 얻을 수 있으며 식(6) 과 같이 구해진다.

$$c = \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4AD}}{2A} \quad (6)$$

$$\text{여기서 } A = 0.85f'_c\beta_1(b-t_w) + 2t_wf_y$$

$$D = -A'_sE_s\epsilon_u d'$$

$$B = A'_sE_s\epsilon_u - A_s f_y + (2t_f - h)t_w f_y$$

콘크리트 압축축 단부로부터 중립축까지의 거리 c 을 구한 후 합성보의 극한 휨강도 M_u 는 각 인장과 압축력들의 중립축으로 부터의 팔 길이를 곱하고 식 (5) 등의 관계를 이용하여 식 (7)과 같이 구할 수 있다.

$$M_u = 0.85f'_c\beta_1c(b-t_w)(c - \frac{\beta_1c}{2}) + A'_sE_s(\frac{c-d'}{c})^2\epsilon_u + bt_f f_y(c + \frac{t_f}{2}) + \alpha t_w f_y(c - \frac{\alpha}{2}) + \frac{2}{3}E_s t_w(\frac{c}{\epsilon_u})^2\epsilon_u^3 + A_s f_y(d-c) + bt_f f_y(d-c+d' + \frac{t_f}{2}) + (\beta - \frac{t_f}{2})t_w f_y(l_1 - \frac{\beta}{2} - \frac{t_f}{4}) \quad (7)$$

표 2 에서 각 합성실험체의 휨 실험으로부터 얻은 극한 하중 P_u (실험) 으로부터 극한 휨 강도 M_u (실험)을 구하였다. 이를 식 (7)에 각 합성실험체 공통 데이터 $b=20$ cm, $h=40$ cm, $t_f=1.3$ cm, $t_w=0.8$ cm, $f'_c=34$ MPa, $f_y=343$ MPa, $E_s=2.1 \times 10^5$ MPa, 그리고 $\beta_1=0.85$ 와 표 2에서 보여 주는 개별데이터들을 대입하여 중립축 거리 c 을 구한 후, 극한 휨 강도 M_u (해석)을 구하였으며 또한 실험값과 해석값의 비도 구하였다. 철근비가 높으면 최대 휨 내력도 증가함을 알 수 있으며 실험값이 해석값에 비해 약 5%에서 14% 높게 나타났다.

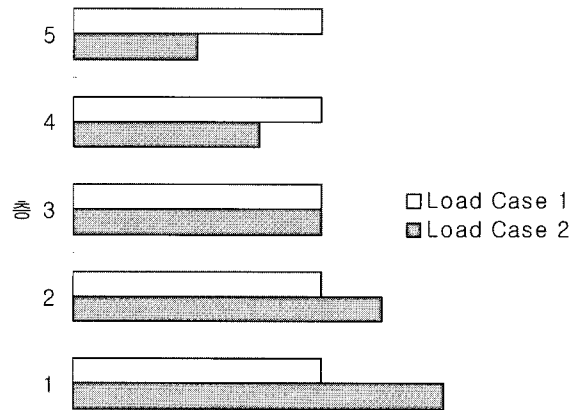
표 2 실험과 해석으로 구한 극한 휨 강도 비교

실험 체명	d' (cm)	d'' (cm)	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	c (cm)	P_u 실험 (kN)	M_u 실험 (kNm)	M_u 해석 (kNm)	$M_{실험}/M_{해석}$
BS00	-	-	-	-	10.02	709	532	487	1.09
BS02	-	-	-	-	10.02	713	535	487	1.10
BS03	10	10	11.46	11.46	12.48	812	609	552	1.10
BS04		10.9		22.92	15.30	834	626	559	1.12
BS05		5.73	11.46	5.73	11.49	765	574	520	1.10
BS06				11.46	13.05	786	595	523	1.14
BS07		10	11.46	11.46	12.48	800	600	552	1.09
BS08						811	608		1.10
BS09						783	587		1.06
BS10						796	596		1.08
BS11						776	582		1.05
BS12						810	607		1.10

5. 내진설계에 합성보 적용

H형강-국부콘크리트 합성보의 극한 휨강도를 철근콘크리트의 개념을 적용하여 식(7)로 유도하였다. 건물의 내진 설계시 고려되는 기본적인 하중계수 방정식은 철근콘크리트의 경우 고정하중(D), 적재하중(L), 그리고 지진하중(E)에 대하여 중력방향하중(Load Case 1)은 1.4D+1.7L 이고 지진하중(Load Case 2)에 대하여는 0.75(1.4D+1.7L+1.8E)이다.⁽⁷⁾

한편, 약진 지역과 같이 지진하중이 작은 경우 Load Case 1이, 그리고 강진 지역과 같이 지진하중이 큰 경우 Load Case 2가 보의 강도(설계)를 결정하며, 중진 지역과 같이 지진하중이 중간정도인 경우 그림 9와 같이 저층부는 지진하중이 보 강도를 결정하고 고층부는 중력하중이 결정한다. 따라서 중력하중이 지배하는 곳에서의 각 층의 보의 강도는 일정하게 설계할 수 있지만 지진하중이 지배하는 곳에서는 보의 강도가 하층부로 내려갈수록 커야하기 때문에 크기도 일반적으로 커져야한다.



보의 설계 모멘트

그림 9 중진지역에서의 보 설계 모멘트

본 장에서는 H형강-국부콘크리트 합성보의 내진부재 (많은 층에 대하여 동일한 크기를 갖는)로서의 활용가능성을 알아보기 위하여 그림 10과 같이 보는 H400×200×8×13의 합성보, 외부기둥은 H300×300×10×15의 합성기둥, 내부기둥은 H400×400×13×21의 합성기둥으로 이루어진 2경간 6층 2차원 프레임을 중력하중(Load Case 1)과 지진하중(Load Case 2)을 고려하여 H형강-국부콘크리트 합성보로 설계하였다. 설계의 간략화를 위하여 다음과 같은 가정들을 도입하였다. 즉, 본 논문의 실험에 사용된 H400×200×8×13 크기의 합성보를 모든 층의 보로 사용하기 위하여 보의 길이, 슬래브의 고정하중, 그리고 적재하중 들을 일반적인 경우보다 다소 크게 책정하였다. 따라서, 바닥의 크기는 8 m × 8 m, 바닥의 고정하중은 콘크리트 슬래브 무게, 바닥마감 하중, 천정하중 등을 포함하여 7.7 kN/m² (780 kgf/m²)로 가정하였으며, 적재하중

은 4.9 kN/m² 으로 가정하였다. 따라서 보 1 m 에 가해지는 고정하중 D=32.9 kN/m 그리고 적재하중 L=19.6 kN/m 을 사용하였으며 각 층에서의 보의 최대 설계모멘트를 표 3의 Load Case 1에 정리하였다.

지진하중은 설계 밀면전단력 V를 식 (8)로 구하였다.⁽⁷⁾

$$V = \left(\frac{AI_E C}{R} \right) W \quad (8)$$

여기서 지역계수 A= 0.11, 중요도계수 I_E =1.2, 지반계수 S= 1.2, 반응수정계수 R= 5.5로 가정하였으며 동적계수 C를 구하는데 필요한 주기 T는 등가정적해석법의 기본진동주기식 으로부터 구한 값에 20%를 증가시켜 T= 0.9 초를 채택하였다. 건물의 전 중량 W는 총 고정하중과 적재하중의 25%를 고려하여 7564 kN을 사용하였다. 식 (8)로 구한 설계 밀면전단력을 하중기준에서 제시한 식을 사용하여 각 층 하중 F_x를 구하여 그림 10과 같이 가하였으며 각 층에서의 보의 최대 설계모멘트를 표 3의 Load Case 2에 정리하였다.

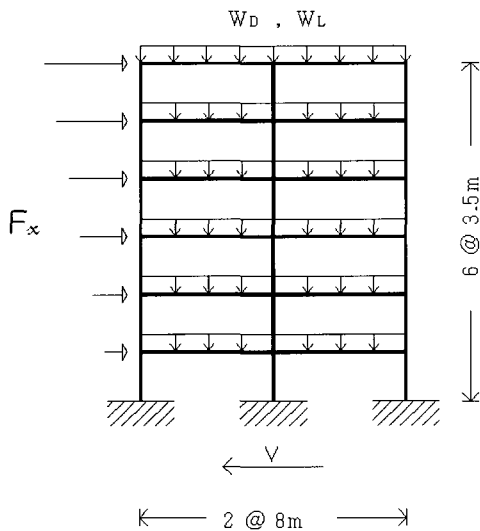


그림 10 예제 구조물

표 3 보 설계모멘트와 사용 합성보 및 휨강도

층	설계 모멘트 (kN-m)		H 형강	주철근		0.9×공칭강도	
	Load Case1	Load Case2		As	A's		
6	452.	416.	H400×200×8×13	4-D16	4-D16	480.	
5	452.	427.					
4	452.	478.					
3	452.	513.		4-D19	4-D19		526.
2	452.	531.					
1	452.	514.					

표 3에서 1층~4층은 지진하중(Load Case2)이 그리고 5층~6층은 중력하중(Load Case1)이 보 강도를 결정함을 알 수 있다. 합성보의 설계는 모든 층에서 H400×200×8×13에 주철근의 배근만 D16 그리고 D19로 달리 배근하여 휨에 대한 강도저감계수 ϕ=0.9를 고려하여 설계하였다. 따라서 모든 층에서의 보의 춤은 동일하고 철근배근만 상이하다.

6. 결 론

본 논문에서는 H형강-국부콘크리트 합성보의 휨 실험을 실시하여 비합성보와 합성보, 그리고 합성보의 합성상세간의 휨 거동 차이를 알아보았으며 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다.

1. 비합성보(BS01)를 콘크리트로 채우면(BS00) 강성이 증가하여 좌굴에 대한 저항성이 커지고 최대 내력도 40% 이상 증진된다. 하지만 최대내력 도달 후 콘크리트와 철골간의 일체화 부족 때문에 연성적 거동을 하지 못한다. 이때 스티드 커넥트만을 사용함으로써(BS02) 일체화를 이룰 수 있으며 합성보의 항복 후 내력저하 없이 변위 연성계수가 8 로서 연성 거동을 한다.
2. 합성보의 휨 내력 증가를 위하여 H 형강 양 플렌지와 웨브사이에 주철근과 띠철근을 배근하고 콘크리트와 H형강간의 일체거동은 ① 띠철근을 웨브에 용접, 또는 ② 스티드 커넥트를 합성보 길이 방향으로 일정 간격 용접, 또는 ③ 철근토막을 합성보 길이 방향으로 관통시킨 후 콘크리트를 타설함으로써 확보할 수 있다. 이때 각 합성화 방법들 간의 휨 거동 차이는 미미하며 변위 연성계수 μ 는 약 6~8 정도를 얻을 수 있다.
3. 콘크리트와 H형강간의 일체화를 위하여 스티드 커넥트나 관통철근을 사용한 경우에는 띠철근을 웨브에 용접하지 않아도 될 것으로 사료된다.
4. 콘크리트에 배근된 주철근비가 높을수록 합성보의 극한 내력은 커진다. 반면에 변위 연성계수는 철근비가 약 1%일 때 약 8이며 철근비가 높을수록 연성계수는 작아짐을 관찰할 수 있다.
5. 중진 지역의 내진설계시 이 타입의 합성보를 사용하면 단일 H형강에 철근배근만 달리하여 상당부분의 층에서의 보의 춤을 동일하게 유지할 수 있다.

감사의 글

본 연구를 위해 연구비를 지원해 주신 세일철강 (주)에 감사드립니다.

참 고 문 헌

1. Hossier, D., Dorn, T. and El-Nesr, O., "Experimental

- and Numerical Studies of Composite Beams Exposed to Fire," *J. of Structural Engineering*, Vol. 120, No. 10, October, 1994. pp 2871-2892.
2. British Standard Institution, "ENV 1994-1-2 Eurocode 4: Design of Composite Steel and Concrete Structures Part 1.2, Structural Fire Design," BSI, 1995.
 3. 김성재, 박순전, 정석창, 김상대, "Steel-concrete column의 구조성능에 관한 실험 연구", 한국강구조학회 논문집, 제14권, 제6호(통권 61호), 2002년, 12월, pp 823-834.
 4. 이환수, 오명호, 김상대, "축력을 받는 SC 기둥 휨 성능에 관한 실험 연구", 한국강구조 학회 논문집, 제 15권, 제1호(통권 62호), 2003년, 2월, pp 87-96.
 5. 세일철강, "합성구조철골의 내화성능 조사시험", 한국 건설기술연구원 연구보고서, 2000년 3월.
 6. Park, R. and Paulay, T., *Reinforced Concrete Structures*, John Wiley & Sons, 1975.
 7. 건축물 하중기준 및 해설, 대한건축학회 2000년.