

힘을 받는 압축강도 80 MPa 수준의 고강도 콘크리트 부재의 구조거동 실험 연구

양인환¹, 황철성^{2*}, 김경철³, 조창빈⁴

An Experimental Study on Structural Behavior of High-strength Concrete Members with Compressive Strength of 80 MPa Subjected to Flexure

In-Hwan Yang¹, Chul-Sung Hwang^{2*}, Kyoung-Chul Kim³, Chang-Bin Joh⁴

Abstract: This paper concerns the structural behavior of high-strength concrete beams with compressive strength of 80 MPa subjected to flexure. Main test variables were nominal yielding strength of longitudinal rebar including normal strength rebar(SD 400) and high strength rebar(SD 600), reinforcement ratio from 0.98 to 1.58% and beam section size with 200×250, 200×300 mm. The nine beams were cast and tested under flexure. The study investigated ultimate flexural strength, load-deflection relationship, crack patterns, failure patterns and ductility of the test beams. Test results indicate that when rebar ratio increased flexural strength increased and ductility decreased. In addition, the number of cracks increased and the crack width decreased as the reinforcement ratio increased. The yield strength of rebar did not affect significantly load-crack width relationship. Nonlinear analysis of test beams was performed and then test results and analytical results of ultimate load were compared. Analytical results of high-strength concrete beams overall underestimated flexural strength of test beams.

Keywords: High-strength concrete, High-strength rebar, Flexural strength, Crack pattern, Ductility index

1. 서 론

콘크리트 강도 70~90 MPa의 범위를 갖는 고강도 콘크리트(High-Strength Concrete)의 사용이 전 세계적으로 시도되고 있다. 교량의 경우, 1990년대 중반부터 미국에서 고강도 콘크리트의 적용이 시작되었다. 압축강도 80~120 MPa의 고강도 콘크리트가 장경간 박스거더 및 사장교에 다수 적용되었다(Russell et al., 1997). 대표적으로 미국 텍사스의 San Angelo에 위치한 North Concho River를 통과하는 교량에 압축강도 101 MPa의 콘크리트를 프리스트레스트 콘크리트 거더에 적용하였다(Russell 1997). 고강도 콘크리트를 교량에 적용할 경우, 단면의 크기가 감소함에 따라 교각 및 거더의 소요량이 감소되며, 장경간의 교량 시공이 가능하다.

또한 고층 건축물의 경우에는 1970년대부터 고강도 콘크

리트를 적용하기 시작하였다. 초기에는 건축물의 기둥과 전단벽에 주로 사용하였으며, 2000년대부터 극동지역과 중동 지역에서 고강도 콘크리트 개발이 지속적으로 확산되었다. (Wang and Lee, 2003).

고강도 콘크리트에 고강도 철근을 적용할 경우, 보통강도 철근을 사용한 부재와 달리 부재의 단면 축소, 철근량 감소 및 배근간격에도 여유를 줄 수 있다. 또한, 교량 접합부의 설계 시 철근이 과도하게 배근되는 현상을 방지할 수 있으며, 시공성의 향상도 기대할 수 있다(Ashour, 2000; Alexander et al., 1997; Kaminska et al., 2002; Lambott et al., 1990; Mansur et al., 1997; Pam et al., 2001; Sarkar et al., 1997).

기존에는 콘크리트 압축강도 20~50 MPa와 보통강도 철근을 적용한 휨 실험 연구가 주를 이루었다. 미국 ACI와 국내 콘크리트구조기준(2012)에서 콘크리트 강도를 70 MPa로 제한하고 있다.

Lee(1994)는 보통강도 콘크리트와 철근의 항복강도 300~500 MPa를 변수로 설정하여 휨 성능평가를 수행하였으며, Jang et al.(2008)은 콘크리트 압축강도 40~70 MPa인 보 부재를 제작하여 휨 성능 실험을 수행하였다. 또한, Hong(2011)은 설계 압축강도 24~50 MPa와 철근의 항복강도 400, 600, 700 MPa를 적용하여 휨 성능 실험을 수행하였다. 또한 Rhashid et al.(2005)는 콘크리트 설계 강도를 40~120 MPa와 철근의 공

¹정회원 군산대학교 토목공학과, 교수

²정회원, 가천대학교 토목환경공학과, 교수, 교신저자

³정회원, 군산대학교 토목공학과, 박사과정

⁴정회원, 한국건설기술연구원 구조융합연구소, 연구위원

*Corresponding author: cshwang@gachon.ac.kr

Dept. of Civil and Environmental Eng. Gachon University, Seongnam-si, 13120, Korea

•본 논문에 대한 토의를 2017년 8월 1일까지 학회로 보내주시면 2017년 9월호에 토론결과를 게재하겠습니다.

칭향복강도 400 MPa인 보를 제작하여 휨 거동을 실험적으로 분석하였다. Wu(2006)는 총 14개 순수 휨 부재를 제작하였으며, 주요 실험변수는 콘크리트 압축강도 70, 90 및 120 MPa, 종방향 철근비, 시편의 크기와 형상, 전단철근 및 피복두께로 설정하여 실험을 수행하였다. 실험결과, 고강도 콘크리트 보의 거동은 일반강도 콘크리트 보와 유사한 거동을 하며, 철근비가 증가함에 따라 강성은 증가하고, 연성은 감소하는 경향을 나타내었다.

최근 들어, 미국의 ACI, 유럽의 설계기준, 국내 콘크리트구조기준(2012)에서는 휨 부재에 대하여 철근의 공칭칭향복강도를 600 MPa까지 고강도 철근을 사용할 수 있도록 하고 있다. 고강도 콘크리트뿐만 아니라 고강도철근을 동시에 적용하여, 더욱 경제적이고 효과적인 구조물을 제작하고자 연구가 진행되었다(Cho et al., 2011; Jang et al., 2015; Kang, 1995; Mast et al., 2008). 1990년대 초부터 국내에서도 50~80 MPa 범위의 고강도 콘크리트에 관한 연구를 시작하였다. 이러한 고강도 콘크리트의 기술 발전에도 불구하고 고강도 콘크리트 구조부재의 거동에 관한 연구는 부족한 상황이다.

이에 따라 고강도 콘크리트 관련 연구 자료의 부족으로 인해 국내의 콘크리트구조기준(2012)과 미국의 AASHTO LRFD Design Specification(2004)은 적용 가능한 콘크리트 강도를 70 MPa로 제한하고 있는 실정이다.

따라서 본 연구에서는 압축강도가 80 MPa 수준인 고강도 콘크리트의 휨 성능 실험연구를 수행하였다. 또한 보통강도 철근(SD 400)과 고강도 철근(SD 600)을 휨 철근으로 사용한 고강도 콘크리트 보의 극한휨강도, 하중-처짐 관계, 균열 형태, 파괴형상 및 연성을 파악하였다.

2. 고강도 콘크리트 배합 및 재료특성

2.1 콘크리트 배합

본 연구에서 사용된 굵은골재는 밀도 2.63, 흡수율 0.8, 최대치수 20 mm인 국내산 골재를 사용하였고, 잔골재는 해사(S1)와 부순모래(S2)를 혼합하여 사용하였다. 사용된 시멘트는 일반시멘트(OPC)이고, 고로슬래그(BS) 및 실리카퓌름(SF)을 바인더로 동시에 적용하였다. 또한 충분한 유동성을 확보

Table 1 Mix proportion

W/B(%)	S/a(%)	Unit weight(kg/m ³)							
		W	OPC	BS	SF	S1	S2	G	SP (%)
23.3	44.0	163	490	161	49	332	328	845	1.2

할 수 있도록 고성능 감수제(SP)를 사용하였다. 목표강도 80 MPa를 확보하기 위한 고강도 콘크리트의 배합표를 Table 1에 나타내었다.

2.2 재료특성

본 실험에서 콘크리트 측정 플로우의 평균값은 730 mm이고, 공기량은 2.1%이다. 보 부재 제작 시 콘크리트의 타설 배치(batch)마다 원주형공시체(100×200 mm)와 직사각형 휨인장 시편을 제작하였다. KS F 2438에 따라 원주형 공시체의 탄성계수를 측정하였다. 공시체 중앙 100 mm구간에 120° 간격으로 3개의 LVDT를 설치하였으며, 하중재하 시 변위를 측정하여 하중-변위 곡선을 획득하였다. 압축응력-변형률 곡선에서 변형률이 0.00005인 점과 최대 하중의 40%에 해당하는 점의 선분의 기울기를 이용하여 탄성계수를 산정하였다. 또한

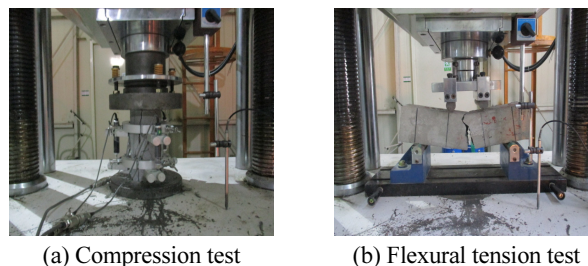


Fig. 1 Material test setup

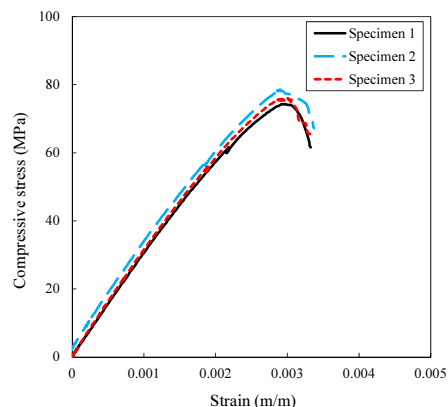


Fig. 2 Compressive stress-strain curve

Table 2 Test results

Batch	Compressive strength(MPa)		Elastic modulus(GPa)		Modulus of rupture(MPa)	
	Mean	S.D	Mean	S.D	Mean	S.D
1	73.7	1.6	30.4	362.1	7.1	0.4
2	78.2	4.4	30.7	741.4	5.9	0.7
3	80.9	4.1	30.4	468.2	5.5	0.4

0 * S.D : standard deviation

Table 3 Details of test beams

Beam	Compressive strength of concrete(MPa)	Cross section size (mm)	Rebar type	Yield strength(MPa)	Elastic modulus of rebar(MPa)	Rebar details	
						Rebar No.	Ratio
H25-HS-R1	73.7	200×250	SD 600	612	191,250	2-D16	0.0098
H25-HS-R2						3-D16	0.0147
H25-HS-R3						4-D16	0.0197
H30-NS-R1	78.2	200×300	SD 400	453	205,909	2-D16	0.0079
H30-NS-R2						3-D16	0.0118
H30-NS-R3						4-D16	0.0158
H30-HS-R1	80.9	200×300	SD 600	612	191,250	2-D16	0.0079
H30-HS-R2						3-D16	0.0118
H30-HS-R3						4-D16	0.0158

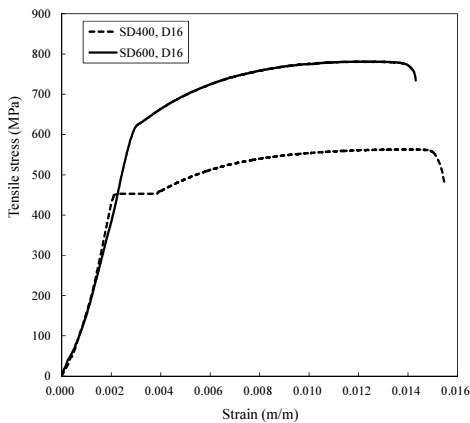


Fig. 3 Tensile stress-strain curve

Fig. 1(b)처럼 KS F 2408에 따라 콘크리트 휨강도 실험을 수행하였으며, 이로부터 콘크리트의 파괴계수를 산정하였다.

배치별 평균 압축강도, 탄성계수, 파괴계수 결과 및 표준편차(S.D)를 Table 2에 나타내었다. 배치별 5개 시편의 압축강도평균값은 73.7, 78.2 및 80.9 MPa로 측정되었다. 또한, 탄성계수의 평균값은 30.4, 30.7 및 30.4 GPa이고, 파괴계수는 7.1, 5.9 및 5.5 MPa로 측정되었다. Fig. 2에 측정된 압축응력-변형률관계를 나타내었다.

공칭강도 SD 400과 SD 600을 갖는 직경 D16의 철근을 사용하여 실험부재를 제작하였으며, 실험부재 제작에 사용된 철근 시편의 인장 실험을 수행하였다. 인장강도 시험은 KS B 0802 규정에 의하여 실험을 수행하였고, 측정된 철근의 응력-변형률관계 곡선을 Fig. 3에 나타내었다. 일반철근(SD 400)의 항복강도는 453 MPa, 항복변형률 0.0022로 측정되었고, 고강도철근(SD 600)의 항복강도는 612 MPa, 항복변형률은 0.0032로 측정되었다. 철근의 역학적 특성 측정결과를 Table 3에 나타내었다.

3. 휨부재 특성 및 실험방법

3.1 휨부재 특성

보의 단면폭은 200 mm, 높이 250, 300 mm의 직사각형 단면형상으로서, 보의 길이는 3,300 mm인 9개의 부재를 제작하였다. 실험 변수는 휨철근 비, 단면크기 및 철근의 항복강도 수준을 고려하였다. 휨철근비는 0.02(2%)이내에서 고강도 콘크리트 보의 휨 거동 특성을 파악하고자 하였다. 높이가 250 mm인 보의 휨 철근비는 2% 이하로서 0.98, 1.47 및 1.97%를 적용하였고, 높이가 300 mm인 보의 휨 철근비는 0.79, 1.18 및 1.58%를 적용하였다. 공칭항복강도 400(SD 400), 600(SD 600) MPa인 D16 철근을 주철근으로 사용하였다.

실험 부재는 인장파괴를 유도하기 위하여 인장지배단면으로 고려하였다. Table 3에서 H25와 H30은 부재 높이를 각각 나타낸다. 또한 HS와 NS는 각각 SD 600 및 SD 400 철근이고, R1, R2, R3는 각각 사용된 철근비를 나타낸다. 단면의 순 피복 두께는 40 mm가 되도록 배근하였으며, Fig. 4에서 H25 시리

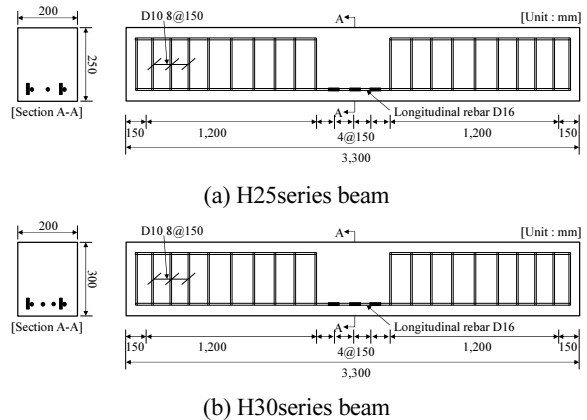


Fig. 4 Dimension of test beam



Fig. 5 Location of steel strain gauges

즈 보와 H30 시리즈 보의 단면형상을 나타내었다. H25 시리즈와 H30 시리즈의 전단-경간 비(span to depth ratio)는 각각 6.0과 4.8로 계획하였다.

하중 재하점 사이의 거리 600 mm 구간을 순수 휨 구간으로 계획하여 콘크리트와 철근에 의한 휨 거동 영향을 파악하고자 하였다. 순수 휨 구간을 제외한 좌·우 구역에는 철근직경 D10을 갖는 전단철근(스터럽)을 150 mm 간격으로 배근하여 전단파괴를 방지하고자 하였다. 철근 조립 후 철근 표면에 변형률 게이지를 부착하여 철근의 변형률을 측정하고자 하였다 (Fig. 4). 또한 부착된 철근 변형률 게이지의 형상을 Fig. 5에 나타내었다. 보온 양생막을 덮고, 25±5°C의 온도조건에서 72 시간 동안 양생을 수행하였다. 이후 실험재령 시까지 실내의 상온조건에서 기건 양생을 수행하였다.

3.2 휨 실험방법

수직 액츄에이터(actuator)를 통해 4점 하중재하방식으로 하중을 단계별로 재하하였다. 시편의 양쪽 단부로부터 150 mm 위치에 강재 로울러를 이용하여 단순지지점으로 하였으며, 지점 사이의 거리는 3,000 mm로 구성하였다. 하중 가력점은 시편의 중심에서 좌·우로 각각 300 mm 떨어진 곳에 위치하며, 가력점 사이의 구간 600 mm에는 순수 휨이 작용하도록 하였다. 하중재하속도는 변위제어로서, 1.5 mm/min의 속도로 재하하였다(Fig. 6).

부재의 계측시스템 구성도를 Fig. 6에 나타내었다. 하중이 재하되는 동안 처짐을 측정하기 위하여 부재 중앙과 양쪽 재하점에 3개의 LVDT를 설치하였으며, 순수 휨 구간의 철근 변형률을 측정하였다. 또한, 하중이 가력됨에 따라 발생하는 단면의 종방향 변형률을 측정하기 위하여 콘크리트 변형률 게이지를 5개 부착하였다. 또한, 단면 내 휨 균열에 의한 콘크리트 변형률 게이지의 손상 및 탈락으로 인해 콘크리트 게이지의 변형률을 측정하지 못하는 경우에 대비하여 100 mm 용량

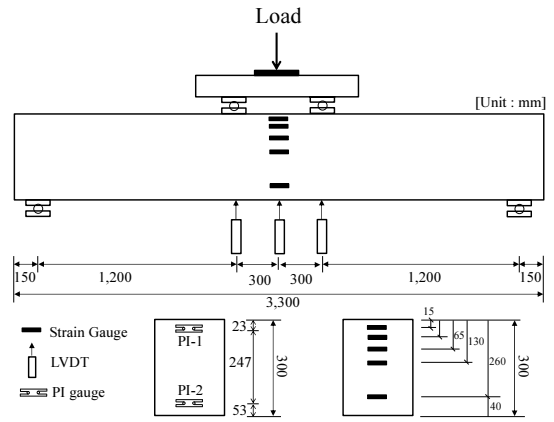


Fig. 6 Instrumentation used for the beam flexural test(unit: mm)

의 피이게이지를 압축영역과 인장영역에 각각 부착하여 단면에서 발생하는 변형률을 측정하였다.

4. 실험결과 및 분석

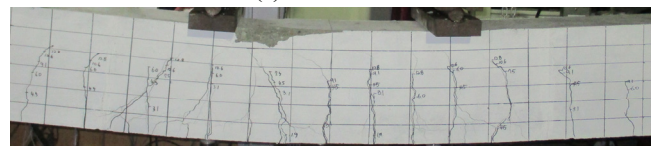
4.1 균열거동 특성

부재의 균열 및 파괴양상을 파악하기 위하여 최종 파괴 시까지 하중을 재하하였다. 파소-철근으로 배근된 부재들로서, 초기 휨 균열은 일반적으로 극한하중의 대략 10% 내외에서 발생하였다.

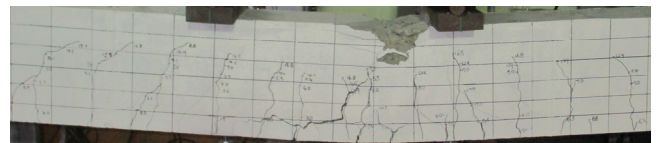
초기균열의 균열폭은 미세균열로서 육안으로 관찰하기 힘든 정도의 미세균열이었다. 하중이 가력됨에 따라 순수 휨 구간영역을 기준으로 균열의 간격은 대략 120 mm의 간격으로 균열이 발생하였다. 항복하중 단계에 도달하면서 순수 휨 구



(a) H25-HS-R3



(b) H30-NS-R3



(c) H30-HS-R3

Fig. 7 Crack patterns

간영역에서 특정 균열 중 하나의 균열에서 균열폭이 확대되는 주 균열 상태로 진전되었다. 극한하중의 90%까지는 서서히 균열이 부재 상연으로 증가한 후, 극한하중단계에 도달함과 동시에 부재에서 압축영역 콘크리트의 압쇄파괴가 발생하였다.

극한하중 이후 압축영역의 콘크리트가 갑자기 떨어져 나가는 압괴에 의한 취성적인 휨 파괴 거동을 나타내었다. 대표적으로 부재 H25-HS-R3, H30-NS-R3 및 H30-HS-R3의 최종 파괴 형상을 Fig. 7에 나타내었다.

4.2 균열폭과 균열간격 특성

Fig. 8에 철근비에 따른 하중-균열폭 관계와 Fig. 9에 철근비에 따른 하중-균열개수 관계 곡선을 비교하여 나타내었다. 하중 재하점 사이 구간이 최대 휨모멘트 구간이므로, 최대 휨모멘트 구간에서 발생된 균열 중 최대 균열폭과 균열간격을 측정하였다. 균열폭 측정 게이지를 이용하여 육안으로 균열폭을 측정하였다.

H25-HS 시리즈의 동일하중조건에서 철근비가 증가할수록 균열폭은 감소하고 있다(Fig. 8(a)). Fig. 9(a)에서 나타낸 바와 같이 H25-HS-R1의 보 전체에서 발생된 휨 균열은 7개이고, 균열간격은 55~150 mm를 나타내었다. 보 H25-HS-R2는 9개의 휨균열과 30~195 mm의 균열간격으로 측정되었으며, 보 H25-HS-R3는 9개의 휨균열과 40~130 mm의 균열간격을 나타내었다.

H30-NS 시리즈의 경우, 보 H30-NS-R1과 보 H30-NS-R2는 48 kN의 하중 단계까지 유사한 균열거동을 나타내고 있지만, 보 H30-NS-R3는 동일하중조건에서 균열폭이 감소하고 있는 경향을 나타내고 있다(Fig. 8(b)).

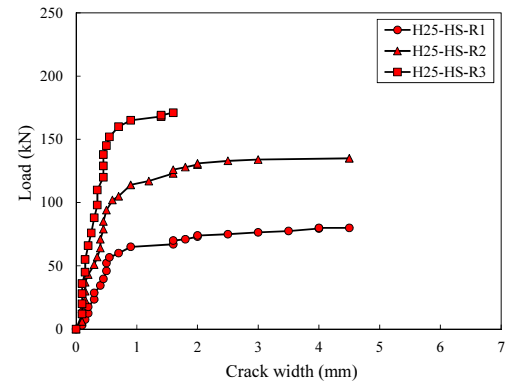
Fig. 9(b)에서 나타낸 바와 같이 보 H30-NS-R1의 휨 균열개수는 6개이고, 균열간격은 120~180 mm로 측정되었다. 보 H30-NS-R2의 휨 균열개수는 8개이고, 균열간격은 35~205 mm이며, 보 H30-NS-R3는 7개의 휨 균열과 90~215 mm의 균열간격을 나타내었다. Fig. 8(c)에서 H30-HS 시리즈의 하중-균열폭 관계 곡선을 비교한 결과, 철근의 항복 이전단계의 동일하중조건에서 철근비가 증가함에 따라 균열폭은 감소하고 있는 경향을 나타내었다.

보 H30-HS-R1, H30-HS-R2 및 H30-HS-R3의 균열개수는 8, 9 및 9개이고, 균열간격은 각각 40~170 mm, 40~160 mm 및 20~105 mm로 측정되었다(Fig. 9(c)). 따라서 균열개수, 균열간격 및 균열폭을 비교분석한 결과, 철근비가 증가함에 따라 균열폭 및 균열간격이 감소하는 경향을 나타낸다.

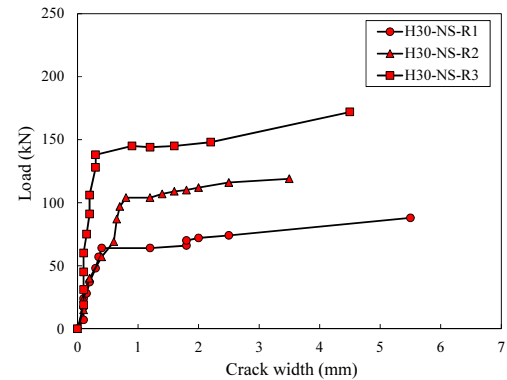
Fig. 10에 철근의 강도등급에 따른 하중-균열폭관계 곡선을 나타내었다. Fig. 10(a)의 철근비 0.98%(R1)를 갖는 H30-R1 시리즈 보의 하중-균열폭 곡선에서 동일한 하중상태의 경우

H30-NS-R1 보의 균열폭과 H30-HS-R1 보의 균열폭은 유사하게 나타난다. 균열개수는 총 6개와 8개의 휨균열이 발생하였으며, 균열간격은 120~180 mm, 40~170 mm로 측정되었다(Fig. 11(a)).

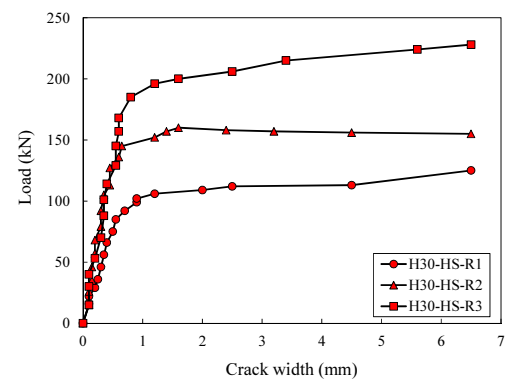
Fig. 10(b)의 철근비 1.47%(R2)를 갖는 H30-R2 시리즈 보의 하중-균열폭 곡선에 나타낸 바와 같이 동일하중값에서 H30-HS-R2의 균열폭은 H30-NS-R2의 균열폭 보다 크게 나타난다. 균열개수는 8개와 9개, 균열간격은 35~205 mm, 40~160 mm로 측정되었다(Fig. 11(b)). 반면에, Fig. 10(c)의 철근비 1.97%(R3)을 갖는 H30-R3 시리즈 보의 하중-균열폭 곡선



(a) H25-HS series beams



(b) H30-NS series beams

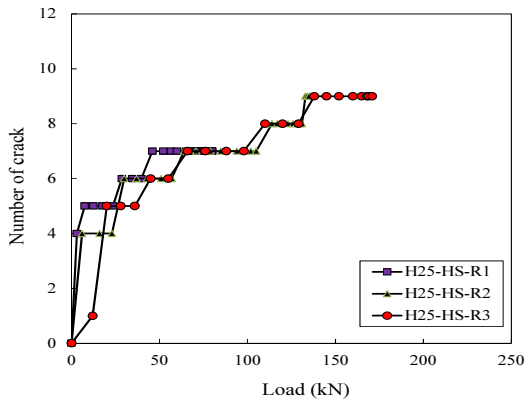


(c) H30-HS series beams

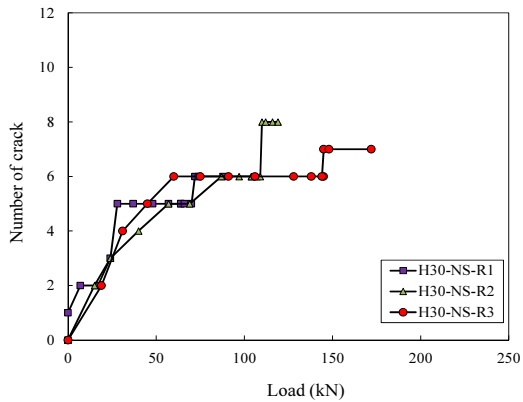
Fig. 8 Load-crack width curve at various rebar ratio

에서 H30-NS-R3의 균열폭이 H30-HS-R3의 균열폭 보다 크지만, 균열개수는 7, 9개와 균열간격은 90~215 mm, 20~105 mm를 나타낸다. 균열폭 거동은 초기균열이후에서 철근항복 하중단계까지의 하중-균열폭 관계곡선은 다르게 나타난다. 예를 들면, 동일한 하중조건에서 H30-NS-R3 보의 균열폭은 H30-NS-R1 보의 균열폭보다 작고, H30-HS-R3 보의 균열폭도 H30-HS-R1 보의 균열폭보다 작다. 균열개수의 경우, 철근 비와 철근의 강도등급에 따라 보통강도 철근(SD 400) 대비 고

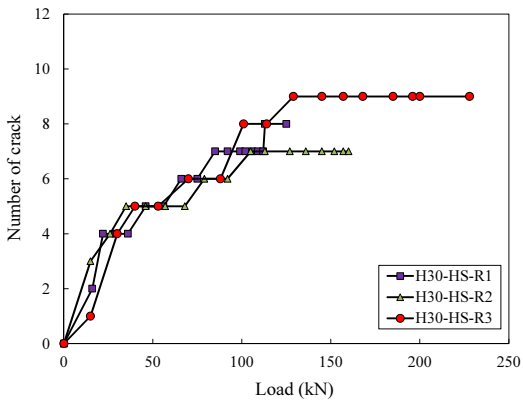
강도 철근(SD 600)을 적용한 부재에서 균열의 수가 더 많은 것으로 측정되었고, 균열간격은 더 작은 것으로 나타내었다. 결과적으로, 본 실험결과에서 철근의 강도등급에 따른 하중-균열폭 관계의 뚜렷한 경향을 나타내지 않으며, 이에 따른 추가의 실험연구가 필요하다고 판단된다. 기존 연구(Hong, 2011) 결과에서는 보통강도 철근(SD 400)을 24, 30 및 50 MPa의 콘크리트에 사용하였을 때 콘크리트의 강도 변화에 관계없이 하중단계별 균열개수 및 최대 균열폭은 유사한 경향을 나타



(a) H25-HS series beams

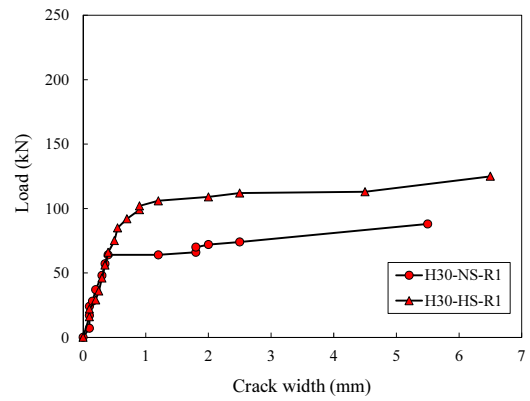


(b) H30-NS series beams

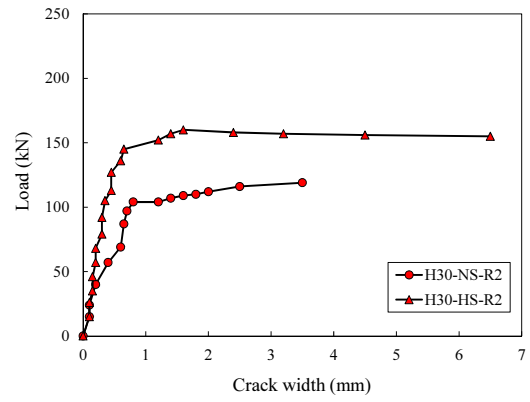


(c) H30-HS series beams

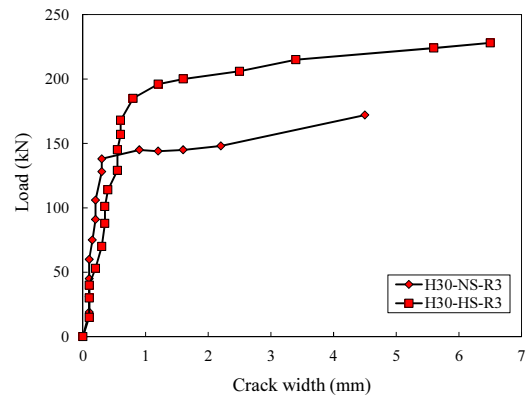
Fig. 9 Load-crack number curve at various rebar ratio



(a) H30-R1 series beams

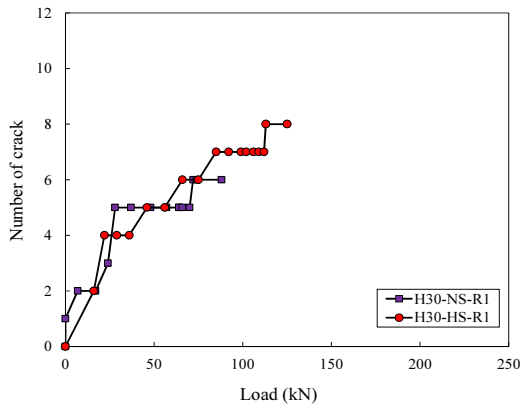


(b) H30-R2 series beams

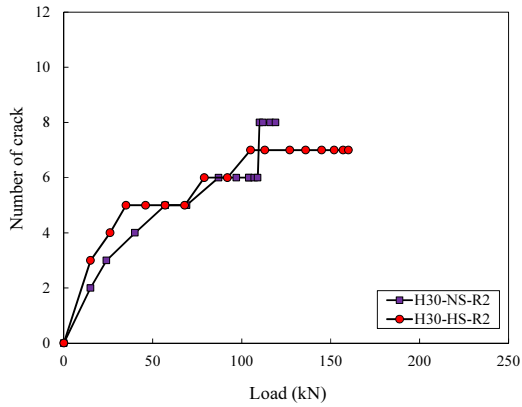


(c) H30-R3 series beams

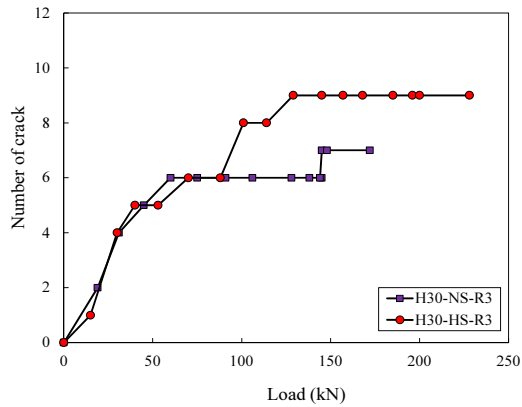
Fig. 10 Load-crack width curve at various yield strength of rebar



(a) H30-R1 series beams



(b) H30-R2 series beams



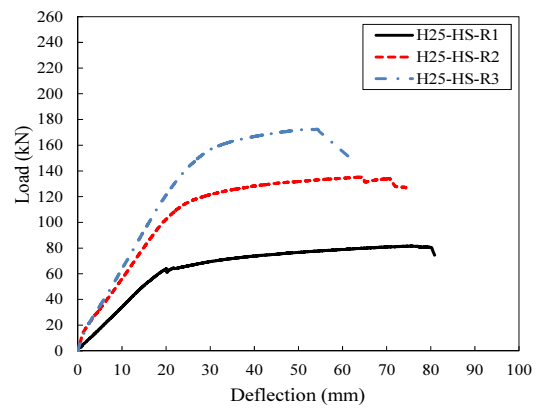
(c) H30-R3 series beams

Fig. 11 Load-crack number curve at various yield strength of rebar

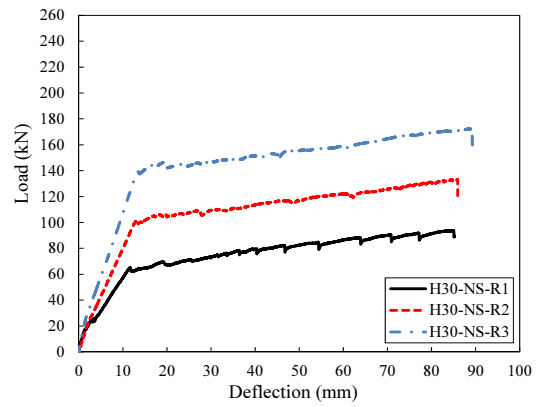
내었다. 또한, 고강도 철근(SD 600, SD 700)을 사용한 경우, 콘크리트 압축강도가 증가함에 따라 균열개수가 감소하고 동일하중 단계에서 최대 균열폭이 증가하는 경향을 나타내었다.

4.3 하중-처짐 곡선

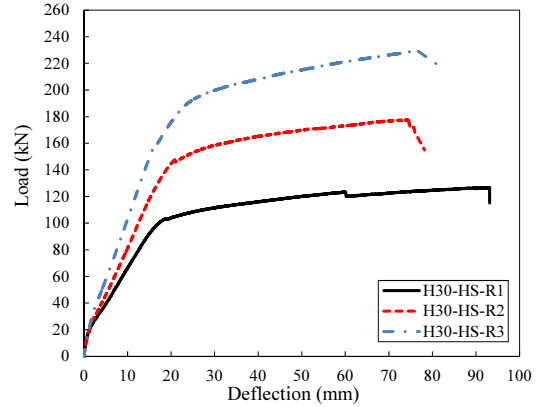
하중 단계별로 부재의 중앙 단면위치에 설치된 변위계(LVDT)를 이용하여 처짐값을 획득하였다. Figs. 12와 13에 각 시리즈별로 하중-처짐 곡선을 비교하여 나타내었다. 본 연



(a) H25-HS series



(b) H30-NS series



(c) H30-HS series

Fig. 12 Load-deflection curve at various rebar ratio

구에서 적용된 하중재하 방식은 변위제어로서, 초기 균열하중은 하중-처짐 곡선에서 초기 선형구간 종점에서의 하중값으로 산정하였으며, 항복하중은 철근이 항복할 때의 하중이며, 극한하중은 하중-처짐곡선의 최대하중으로 산정하였다. Table 4에 초기균열하중, 항복하중 및 극한하중 상태의 하중 및 처짐값을 나타내었다.

본 연구에서는 측정된 하중-처짐관계에서 곡선의 기울기를 부재의 강성으로 평가하였다. Fig. 12에서 철근비의 변화

에 따른 하중-처짐관계 곡선을 비교하였다. H25-HS 시리즈를 비교한 결과, 부재 H25-HS-R1($\rho=0.98\%$), H25-HS-R2($\rho=1.47\%$) 및 H25-HS-R3($\rho=1.97\%$)의 극한휨모멘트는 48.95, 81.10 및 103.59 kN-m로서, 휨 철근비가 증가함에 따라 극한휨모멘트는 증가하며, 균열 후 강성 또한 증가하는 경향을 나타내고 있다(Fig. 12(a)).

H30-NS 시리즈의 하중-처짐관계를 살펴보면 H30-NS-R1($\rho=0.79\%$), H30-NS-R2($\rho=1.18\%$) 및 H30-NS-R3($\rho=1.58\%$)의 극한휨모멘트는 각각 56.27, 79.92 및 103.36 kN-m로서, 철근비가 증가함에 따라 극한휨모멘트와 균열 후 강성은 증가하는 경향을 나타낸다. Fig. 12(c)에서 H30-HS 시리즈의 하중-처짐 곡선을 나타내었다. 철근비가 증가함에 따라 보 H30-HS-R1($\rho=0.79\%$), H30-HS-R2($\rho=1.18\%$) 및 H30-HS-R3($\rho=1.58\%$)의 극한휨모멘트는 76.07, 106.49 및 137.68 kN-m로 측정되었다.

Fig. 13에 철근의 강도등급에 따른 하중-처짐관계 곡선을 나

타내었다. Fig. 13(a)에서 철근비 0.79%를 갖는 H30-R1 시리즈 보의 하중-처짐 곡선에서 보 H30-NS-R1과 H30-HS-R1의 극한하중은 93.78, 126.78 kN이고, 처짐은 84.86, 93.16 mm로 측정되었다. 전반적으로 보 H30-NS-R1에 비해 H30-HS-R1의 극한하중에서의 처짐은 크나, 균열 후 강성은 유사하게 나타난다.

Fig. 13(b)에서 보 H30-NS-R2와 H30-HS-R2의 극한하중과 처짐을 비교하였다. 극한하중은 133.20, 177.49 kN이고 이때의 처짐은 84.67, 74.26 mm로 측정되었다. 극한하중은 보통강도 철근에 비해 고강도 철근을 적용한 부재에서 크게 나타난다. 고강도 철근을 적용한 보의 연성은 보통강도 철근을 적용한 보의 연성에 비해 작다. 부재의 균열 후 강성은 뚜렷한 차이를 나타내지 않는다. 철근비가 상대적은 큰 H30-R3 시리즈 보의 하중-처짐 곡선에서 H30-NS-R3와 H30-HS-R3의 극한하중은 172.26, 229.47 kN이고, 처짐은 88.67, 76.48 mm이다. 철근 강도가 증가함에 따라 휨강도는 증가하지만, 극한상태의

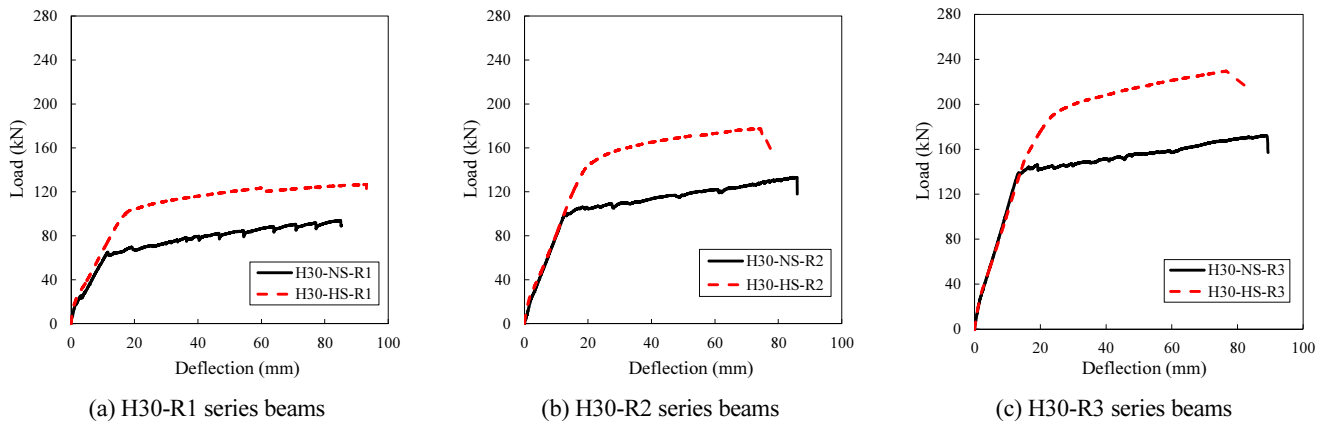


Fig. 13 Load-deflection curve at various yield strength rebar

Table 4 Test result of cracking and ultimate load

Beam	Initial cracking			Service state	Yield state				Ultimate state			Ductility index
	P_{cr} (kN)	M_{cr} (kN-m)	Δ_{cr} (mm)	$w_s^{1)}$ (mm)	P_y (kN)	M_y (kN-m)	Δ_y (mm)	$\epsilon_{PI-2}^{2)}$ ($\times 10^{-6}$)	P_u (kN)	M_u (kN-m)	Δ_u (mm)	Δ_u / Δ_y
H25-HS-R1	2.77	2.43	0.72	0.46	63.87	38.32	20.04	16510	81.59	48.95	75.85	3.78
H25-HS-R2	14.83	8.90	1.25	0.44	117.22	70.33	26.04	19910	135.16	81.10	64.15	2.46
H25-HS-R3	21.01	12.61	2.43	0.35	157.44	94.46	30.47	13130	172.65	103.59	52.65	1.73
H30-NS-R1	7.53	4.52	0.41	0.25	65.11	39.07	11.59	44950	93.78	56.27	84.86	7.32
H30-NS-R2	22.22	13.33	2.02	0.50	100.86	60.52	12.95	29170	133.20	79.92	84.67	6.54
H30-NS-R3	29.35	17.61	1.90	0.20	139.09	83.45	13.46	30260	172.26	103.36	88.67	6.59
H30-HS-R1	18.23	10.94	1.10	0.41	103.28	61.97	19.05	17340	126.78	76.07	93.16	4.89
H30-HS-R2	28.56	17.14	2.20	0.32	147.48	88.49	20.88	20340	177.49	106.49	74.26	3.56
H30-HS-R3	39.75	23.85	2.93	0.47	191.47	114.88	24.47	6570	229.47	137.68	76.48	3.13

1) Crack width at the load of $2/3 P_y$, 2) Strain of PI-2 gauge(refer to Fig. 6)

처짐이 감소하여 연성은 작다. 반면에 균열 후 강성은 뚜렷한 차이를 나타내지 않는다(Fig. 13(c)). 따라서 철근의 항복강도가 증가하여도 균열발생 시점까지 하중-처짐관계 곡선은 뚜렷한 차이를 나타내지 않으며, 초기균열 이후 항복하는 시점까지 유사한 균열 후 강성을 나타내고 있다. 항복하중 이후 보통강도 철근(SD 400)을 적용한 부재들에 비해 고강도 철근(SD 600)을 적용한 부재에서 극한휨모멘트는 증가하는 반면에 연성은 감소하는 경향을 나타낸다.

Table 4에서 H30-NS-R3 부재의 연성지수는 6.59이다. 이 부재와 유사한 철근비를 갖는 기존연구(Hong, 2011)에서 공칭항복강도가 400 MPa인 철근과 압축강도가 24, 30 및 50 MPa의 콘크리트를 적용한 부재의 연성지수는 1.09, 1.85 및 1.46으로 나타난다. 또한 H30-HS-R2 부재의 연성지수는 3.56이다. 공칭항복강도가 600 MPa인 철근과 압축강도가 24, 30 및 50 MPa의 콘크리트를 적용한 본 연구의 H30-HS-R2 부재와 유사한 철근비를 갖는 선행연구 부재의 연성지수는 1.31, 1.42 및 1.77로 나타난다. 따라서 본 연구에서 고강도 콘크리트 부재의 연성지수는 선행연구(Hong, 2011)의 보통강도 콘크리트의 연성지수 보다 크게 나타난다.

콘크리트구조기준 부록(2012)에서는 철근콘크리트 구조물의 내구성 확보를 위해 건조 환경에서 허용균열폭은 0.40 mm로 제안하고 있다. 본 연구에서는 하중이 $2/3P_y$ (P_y =항복하중)일 때를 사용하중상태로 가정하고, 이때의 측정균열폭을 Table 4에 나타내었다. 9개 실험 부재의 평균 측정균열폭은 0.38 mm이고, 허용균열폭 0.40 mm에 근접하고 있다.

4.4 하중-변형률 관계

변형률 특성을 파악하고자, 콘크리트 변형률계이지와 철근 변형률계이지에서 측정된 변형률을 바탕으로 하중-변형률 관계를 파악하였다. Fig. 14에서 대표적으로 부재 H30-HS-R2의 하중-변형률관계 곡선을 나타내었다. 그림에서 음수 변형률

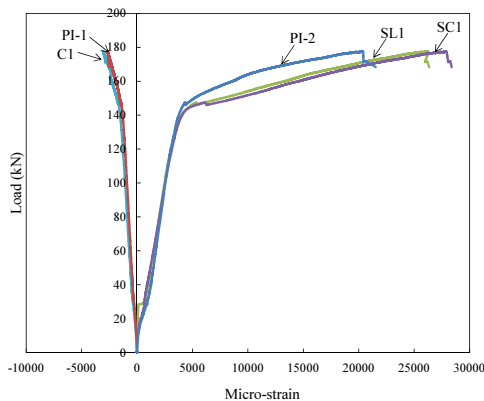


Fig. 14 Load-strain curve(H30-HS-R2)

은 압축변형률을 의미하며 양수 변형률은 인장변형률을 나타낸다. 철근과 콘크리트변형률 및 파이게이지의 변형률 특성을 분석하였다. 철근이 항복할 때의 두 개의 철근계이지(SL1, SC1)의 변형률은 3400 및 3300 $\mu\epsilon$ 이고, 콘크리트계이지(C1)의 변형률은 -1390 $\mu\epsilon$ 이다. 또한 파이게이지(PI-1)의 변형률은 -1540 $\mu\epsilon$ 로 측정되었다. 부재의 휨 최종 파괴 중앙단면에서 상연 콘크리트의 압괴파괴가 발생하며 이때의 콘크리트의 변형률(C1)은 -3029 $\mu\epsilon$ 으로서 Fig. 2와 동일한 콘크리트의 극한변형률에 근접하고 있다.

콘크리트 구조물의 연성은 탄성영역을 벗어나 소성영역에서 파괴에 도달할 때까지 변형을 확보하는 능력을 의미한다. 콘크리트 구조물의 연성은 변형 특성 중에서 구조물의 처짐, 회전각, 또는 곡률에 의해 정량화 할 수 있다. 각 부재별 연성지수 결과를 Table 4에 나타내었다.

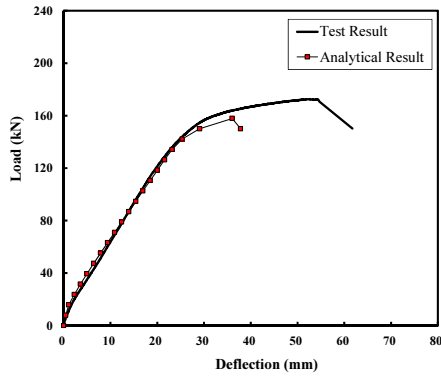
H25-HS 시리즈의 항복단계에서의 처짐량에 대한 극한상태에서의 처짐량의 비는 3.78, 2.46 및 1.73이다. 휨 철근량이 증가함에 따라 부재의 연성능력은 감소하는 경향을 나타낸다. 또한 H30-NS 시리즈의 연성지수는 7.32, 6.54 및 6.59로 측정된 반면에, H30-HS 시리즈의 연성지수는 4.89, 3.56 및 3.13으로 감소하였다. 보통강도철근 대비 고강도철근을 사용한 부재들의 연성도는 낮게 평가되었다.

5. 비선형거동 해석

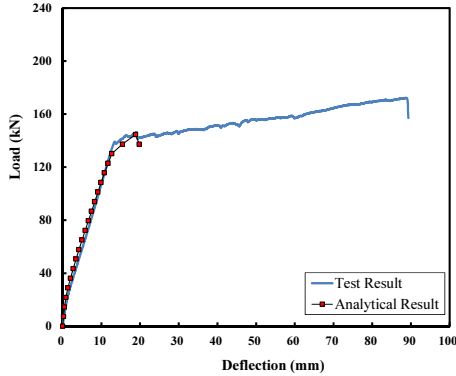
Response2000(Bentz and Collins, 2000)은 철근 콘크리트 부재와 프리스트레스트콘크리트 부재의 2차원 해석기법을 제공한다. 수정압축장이론(modified compression field theory)을 기반으로 단면 깊이에 걸쳐 콘크리트의 2축 응력-변형률

Table 5 Test and analytical results

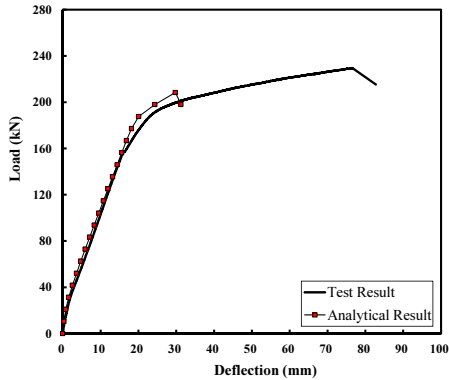
Beam	Test result (P_{test})	Analytical result (P_{MCFT})	$\frac{P_{test}}{P_{MCFT}}$
H25-HS-R1	81.6	77.6	1.1
H25-HS-R2	135.2	123.6	1.1
H25-HS-R3	172.7	157.9	1.1
H30-NS-R1	93.8	74.9	1.3
H30-NS-R2	133.2	109.4	1.2
H30-NS-R3	172.3	144.5	1.2
H30-HS-R1	126.8	99.4	1.3
H30-HS-R2	177.5	144.7	1.2
H30-HS-R3	229.5	208.4	1.2
Mean			1.2



(a) H25-HS-R3



(d) H30-NS-R3



(g) H30-HS-R3

Fig. 15 Comparison of test results and analytical results

관계를 적용하여 단면해석과 부재해석을 수행하였다. 또한 Bentz(2000)에 의해 제안된 모델을 사용하여 인장강화 효과를 고려하였으며, Fig. 2의 응력-변형률관계 측정결과를 Popovics의 모델에 적용하여 해석에 사용하였다. 또한 철근의 응력-변형률 관계는 Fig. 3의 측정결과를 토대로 모델링하여 적용하였다. Response2000을 이용한 해석을 수행하기 위하여 콘크리트 파괴계수가 필요하며, 본 연구에서는 Table 2의 파괴계수 측정값을 적용하였다.

전체구조물의 절반을 축대칭 구조로 모델링하였으며, 해석 알고리즘 절차상 축대칭 구조를 개별 요소로 분할하였다. 적

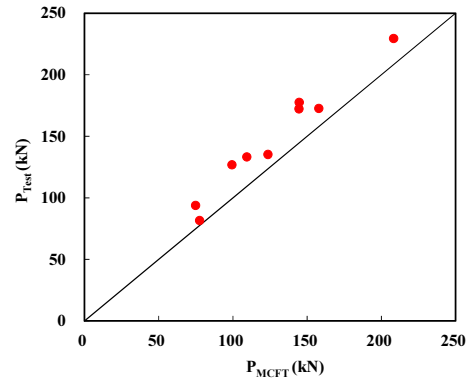


Fig. 16 Comparison of test results and analytical results

용된 하중단계에서 모멘트-곡률 관계를 사용하여 각 요소에 해당하는 모멘트와 곡률을 찾는다. 경간 중앙에서 가상의 하중을 적용하고, 각 요소에 관한 가상모멘트를 계산한다. 이후, 전체 경간을 따라 모멘트-곡률과 하중-처짐 곡선을 산정한다. 부재가 파괴할 때까지 다음 하중단계를 위해 반복 수행하는 형태의 알고리즘을 갖는다. 전단 처짐 및 콘크리트와 철근의 부작효과는 고려하지 않았으며, 비선형 해석과정에서의 해의 수렴 특성으로 인해 최대하중 단계까지만 해석을 수행하였다. 실험을 통해 측정된 부재별 극한하중과 Response2000을 통해 예측된 극한하중의 비교결과를 Table 5에 나타내었다. 또한 대표적으로 부재 H25-HS-R3, H30-NS-R3 및 H30-HS-R3의 하중-처짐관계 곡선을 비교하여 Fig. 15에 나타내었다.

비선형해석에 의한 하중-처짐 곡선과 실험 하중-처짐 곡선은 전반적으로 일치한다. 초기균열하중 이후, 비선형 예측에 의한 강성과 실험결과의 강성은 유사하다.

실험값을 통해 측정된 부재별 극한하중과 예측된 극한하중의 비교 결과를 Table 5에 나타내었다. Fig. 16에서 나타낸 것처럼 부재의 극한하중 예측값 대비 측정값의 비는 1.1~1.3을 나타내고 있으며, 평균값은 1.2로 나타났다. 비선형해석결과는 실험부재의 극한하중을 전반적으로 과소평가하므로, 설계 관점에서 안전측 설계를 수행할 수 있다.

6. 결론

이 연구에서는 압축강도 80 MPa 수준의 고강도 콘크리트 보의 휨 거동 특성을 파악하기 위한 실험연구를 수행하였으며, 주요 실험연구 결론은 다음과 같다.

- 1) 철근비가 증가함에 따라 균열폭은 감소하고 균열간격도 감소하는 경향을 나타낸다. 반면에, 철근의 강도등급에 따른 하중-균열폭 관계는 뚜렷한 차이를 나타내지 않는다.
- 2) 철근비 증가에 따른 H30-NS 시리즈 보의 연성지수는 각

- 각 7.32, 6.54 및 6.59이고, H30-HS 시리즈 보의 연성지수는 각각 4.89, 3.56 및 3.13으로서 철근비가 증가함에 따라 연성지수는 감소한다.
- 3) 철근비가 0.02 이하일 때 SD 400 철근을 적용한 본 연구에서의 고강도 콘크리트 보의 연성지수는 선행 연구의 보통강도 콘크리트 보의 연성지수 보다 크게 나타난다.
 - 4) 또한 철근비가 0.02 이하일 때 SD 600 철근을 적용한 본 연구에서의 고강도 콘크리트 보의 연성지수는 선행 연구의 보통강도 콘크리트 보의 연성지수 보다 크게 나타난다. 다만, 0.02 이상의 철근비를 갖는 연성지수 특성에 대한 추가 상세 실험 연구가 필요하다고 판단된다.
 - 5) 비선형 해석을 통하여 보의 극한하중을 예측하였으며, 예측값에 대한 실험값의 비는 1.1~1.3을 나타내고 있으며, 평균값은 1.2이다. 비선형 해석에 의한 예측값은 실험부재의 극한하중을 전반적으로 과소평가한다.

감사의 글

본 연구는 국토교통부/국토교통과학기술진흥원 건설기술 연구사업의 연구비지원(13건설연구A02)에 의해 수행되었습니다.

References

AASHTO LRFD Bridge Design Specification (2004), 3rd edition, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C.

Alexander, A. N. and Macgregor, J. G. (1997), Effect of Size On Flexural Behavior of High-Strength Concrete Beams, *ACI Structural Journal*, 94(1), 59-67.

Ashour, S. A. (2000), Effect of Compressive Strength and Tensile Reinforcement Ratio on Flexural Behavior of High-Strength Concrete Beams, *Engineering Structures*, 22(5), 413-423.

Bentz and Michael P. Collins (2000), Reinforced Concrete Sectional Analysis, Response-2000, Response version 1.0.5.

Bentz, E. C. (2000), Sectional Analysis of Reinforced Concrete, PhD Thesis, Department of Civil Engineering, University of Toronto.

Cho, H. W., Bang, J. W., Han, B. C., and Kim, Y. Y. (2011), Flexural Experiments on Reinforced Concrete Beams Strengthened with ECC and High Strength Rebar, *Journal of Korea Concrete Institute*, 23(4), 503-509.

Hong, G. H. (2011), Flexural Performance Evaluation of Reinforced Concrete Beams with High-Strength Concrete and Reinforcing Bars, *Journal of Architectural Institute of Korea, Architectural Institute of Korea*, 27(6), 49-56.

Jang, I. Y., Park, H. G., Kim, S. S., Kim, J. H., and Kim, Y. G. (2008), On the Ductility of High-Strength Concrete Beams, *International Journal of Concrete Structures and Materials*, 2(2), 115-122.

Jang, S. J., Kang, S. W., and Yun, H. D. (2015), Cracking Behavior and Flexural Performance of Rc Beam with Strain Hardening Cement Composite and High-Strength Reinforcing Bar, *Journal of the Korea Concrete Institute*, 27(1), 37-44.

Kaminska, M. E. (2002), High-Strength Concrete and Steel Interaction in RC Members, *Cement and Concrete Composites*, 24(2), 281-295.

Kang, S. H. (1995), An Experimental Study on the Flexural Behavior of High Strength Concrete Members with High Tension Bar, *Journal of Korean Society of Civil Engineers*, 15(1), 107-117.

Korea Concrete Institute (2012), Design Code for Concrete Structural.

Lambott, H., and Taerwe, L. R. (1990), Deflection and Cracking of High-Strength Concrete Beams and Slabs, High-Strength Concrete, Second International Symposium, SP121, *American Concrete Institute*, 109-128.

Lee J. H. (1994), Analytical Study on Ductility Index of Reinforced Concrete Flexural Members, *Journal of The Korean Society of Civil Engineers*, 14(3), 391-402.

Mansur, A. A., Chin, M. S., and Wee, T. H. (1997), Flexural Behavior of High-Strength Concrete Beams, *ACI Structural Journal*, 94(6), 663-674.

Mast, R. F., Dawood, M., Rizkalla, S. H., and Zia, P. (2008), Flexural Strength Design of Concrete Beams Reinforced with High-Strength Steel Bars, *ACI Structural Journal*, 105(5), 570-577.

Moon, D. Y. (2013), Flexural Behavior of Concrete Beams Reinforced with High-Strength Steel Bars, *Journal of the Korean Society of Hazard Mitigation*, 13(6), 107-113.

Pam, H. J., Kwan, A. K. H., and Islam, M. S. (2001), Flexural Strength and Ductility of Reinforced Normal-and High-Strength Concrete Beams, *Proceeding of the ICE-Structures and Buildings*, 146(4), 381-389 (30-100).

Popovics, S. (1973), A Numerical Approach to the Complete Stress-Strain Curve of Concrete, *Cement and Concrete Research*, 3(5), 583-599.

Rashid, M. A., and Mansur, M. A. (2005), Reinforced High-Strength Concrete Beams in Flexure, *ACI Structural Journal*, 102(3), 462-471.

Russell, H. G., Voltz, J. S., and Bruce, R. N. (1997), Optimized Sections for High-Strength Concrete Bridge Girders, Report No. FHWA-RD-95-180, FHWA, U.S. Department of Transportation, 156 pp.

Russell, H. G. (1997), High-Performance Concrete-From Buildings to Bridges, *Concrete International*, 19(8), 62-63.

Sarkar, S., Adwan, O., and Munday, J. G. L. (1997), High Strength Concrete: an Investigation of the Flexural Behavior of High Strength RC Beams, *Structural Engineer*, 75(7), 115-121.

Wang, I. S., and Lee, S. H. (2003), An Application of 800 kgf/cm² High Strength Concrete on High Rise Building, *Journal of Korea Concrete Institute*, 15(3), 87-92.

Wu, Z. (2006), Behavior of High-Strength Concrete Members Under Pure Flexure and Axial-Flexural Loadings, PhD Thesis, *Dissertation of Civil, Construction, and Environmental Engineering, North Carolina State University, Raleigh, North Carolina*.

Received : 08/17/2016

Revised : 06/01/2017

Accepted : 06/07/2017

요 지 : 본 연구에서는 휨을 받는 압축강도 80 MPa 수준의 고강도 콘크리트 부재의 구조거동 실험 연구를 수행하였다. 실험변수는 보통(SD 400) 및 고강도(SD 600)철근, 0.98~1.58%의 종방향 철근비, 200×250, 200×300 mm의 단면크기를 고려하였다. 9개의 보 부재를 제작하여 휨 실험을 수행하였으며 극한휨강도, 하중-처짐 관계, 균열 형태, 파괴형상 및 연성을 파악하였다. 실험결과는 철근비가 증가함에 따라 휨강도는 증가하고 연성은 감소한다. 또한, 철근비가 증가함에 따라 균열의 개수가 증가하며 균열폭은 감소하는 경향을 나타내었다. 철근의 강도 등급에 따른 하중-균열폭 관계는 뚜렷한 차이를 나타내지 않는다. 콘크리트 비선형거동 해석을 수행하였으며, 극한하중 예측값과 측정값을 비교하였다. 고강도 콘크리트의 휨거동 예측 결과는 실험부재의 휨강도를 전반적으로 과소평가하고 있다.

핵심용어 : 고강도 콘크리트, 고강도철근, 휨강도, 파괴형상, 연성지수
