

고장력 철근을 사용한 철근콘크리트 휨-압축부재의 성능 및 부착과 이음성능

Flexural Performance, Bond and Splice Performance of RC Beams with High-Strength Reinforcement



홍건호*
Geon-Ho Hong



조재열**
Jae-Yeol Cho



김익현***
Ick-Hyun Kim

1. 서론

최근 교량 및 고층 건축물을 시공할 때 부재의 품질이 저하될 정도로 철근의 과도한 배근이 적용되고 있다는 문제점이 제기되고 있으며, 구조물이 초고층화, 대형화, 경량화 되면서 구조재료가 고강도화 되어 현재는 국내에서 일반적으로 사용되고 있는 SD 400 및 SD 500급의 철근보다 높은 강도의 SD 600과 SD 700급 고장력 철근이 개발되었다. 이러한 고장력 철근을 휨부재의 인장철근으로 대체할 경우 철근량의 감소와 단면감소 효과가 있으며, 철근 배근 간격도 여유를 줄 수 있어 시공성이 향상된다. 그러나 콘크리트구조설계기준(2007)의 철근 항복강도 제한 규정에 따라 고장력 철근이 설계에 반영되기에는 여러 가지 제한사항이 존재하고 있다. 이는 항복강도가 높은 철근을 사용할 경우, 철근의 항복변형률이 콘크리트의 극한변형률을 초과함에 따라 발생될 수 있는 취성파괴와 철근량의 감소에 따라 구조물에 과도한 균열이나 처짐이 발생될 수 있어 휨부재의 구조성능에 대한 체계적인 검증이 요구되기 때문이다.

또한, SD 400 및 SD 500급의 철근보다 높은 강도인 SD 600과 SD 700급의 고장력 철근을 구조물에 사용할 경우 정착 및 이음길이가 과도하게 증가되어 철근물량이 증가하거나 철근의 정착을 위한 부재단면이 증가되는 등 설계상의 문제점을 유발할 소지가 있다.

이에 따라 고장력 철근을 휨 및 압축부재에 적용할 경우 발생할 수 있는 문제점을 분석하고, 정착 및 이음 등 디테일 설계를 위한 성능을 검증하기 위하여 휨, 부착 및 이음성능에 대한 실험을 실시하고, 현 설계기준의 적용에 문제가 없는지를 검증하도록 하였다.

* 정회원, 호서대학교 건축공학과 교수

honggh@hoseo.edu

** 정회원, 서울대학교 건설환경공학부 교수

*** 정회원, 울산대학교 건설환경공학부 교수

2. 고장력 철근을 사용한 철근콘크리트 보의 휨 성능 평가

2.1 설계기준 분석

2007년에 개정된 KS D 3504에는 ‘차세대 구조용 강재의 표준화 연구’로 개발된 고장력 철근 SD 600 및 SD 700 두 종류가 추가되었다. 그러나 철근콘크리트 부재에 고장력 철근을 사용하기 위해서는 ‘콘크리트구조설계기준(2007)’의 적용이 가능하지 확인하여야 한다. 이를 위해 본 절에서는 휨부재 및 압축부재의 주요 설계기준의 일반원칙 즉, 휨부재의 최대 인장철근과 최소 인장철근에 관한 기준과 압축부재의 설계축강도에 대한 기준을 분석하고 이와 관련된 규정들에 대해 고장력 철근의 적용 가능성에 대하여 검토하였다.

2.1.1 휨부재의 최대 인장철근

콘크리트구조설계기준(2007) 6.2.2(5)에 따르면 프리스트레스를 가지지 않은 휨부재 또는 휨모멘트와 축력을 동시에 받는 부재로서 계수축하중이 $0.1f_{ck}A_g$ 보다 작은 경우의 최소허용변형률(최대 인장철근량)은 규정항복강도가 400 MPa 이하인 경우 0.004로 하며 규정항복강도가 400 MPa를 초과하는 경우 철근 항복변형률의 2배로 한다고 규정되어있다.

콘크리트구조설계기준(2007)의 해설에 따르면 종전의 설계기준에서는 휨부재의 인장변형률 한계를 규정하지 않고 균형철근비 ρ_b 의 0.75배로 최대 인장철근을 규정하고 있었으나 T형 단면이나 박스 단면 등과 같이 폭이 두 가지 이상인 경우 철근비를 결정하는데 다소 모호한 점이 있어서 위 규정과 같이 인장변형률로써 한계를 규정하여 복철근단면이나 T형 단면에서 압축철근과 플랜지의 영향을 자동으로 고려될 수 있도록 하였다.

고장력 철근을 사용한 휨부재의 최대 인장철근량을 검토하기 위해 철근의 설계기준항복강도에 따라 단철근 직사각형보의 최대 인장철근량을 사용할 때 철근의 한계 인장변형률 및 휨강도

를 산정한 결과는 다음의 <표 1>과 같다. 표와 같이 고장력 철근을 사용하면 최대 인장철근량이 작아지고 이에 따라 중립축이 감소하므로 휨강도는 감소하고 철근의 한계 인장변형률은 증가하는 것을 확인할 수 있다. 또한 콘크리트구조설계기준(2007)의 실제 항복강도가 규정항복강도의 120 MPa 이상을 초과하지 않아야 한다는 규정이 고장력 철근의 적용에도 적용될 수 있는지 판단하기 위하여 최대 인장철근량이 배근된 휨부재의 실제 항복강도에 따른 변형률을 분석한 결과는 <그림 1>과 같을 때 철근의 실제 항복강도가 설계할 때의 계산한 규정항복강도보다 1.2 ~ 1.3배 이상이 되면 철근의 한계 인장변형률은 항복변형률 보다 작아져 취성파괴를 유발할 가능성이 커진다. 그러므로 고장력 철근을 사용할 때에는 120 MPa이라고 규정짓기 보다는 철근의 규정항복강도의 1.3배 이하로 제한하는 것이 바람직하며, 이는 내진설계를 위한 대체 고려사항뿐만 아니라 일반 휨부재의 인장철근과 KS D 3504에도 적용하는 것이 바람직하다고 판단된다.

2.1.2 휨부재의 최소 인장철근

콘크리트구조설계기준(2007)에서의 최소 인장철근량 규정은 아래 식(1)과 식(2)에 의해 계산된 값 중에서 큰 값 이상으로 한다.

표 1. 철근의 항복강도에 따른 휨부재의 제한사항

f_y (MPa)	ϵ_y	$\max A_s$ (mm^2)	ϵ_s	M_n (kN-m)
400 MPa	0.002	3,545	0.004	615
500 MPa	0.0025	2,841	0.005	553
600 MPa	0.003	1,838	0.006	502
700 MPa	0.0035	1,418	0.007	459

조건 : $b = 320$ mm, $d = 530$ mm, $f_{ck} = 27$ MPa

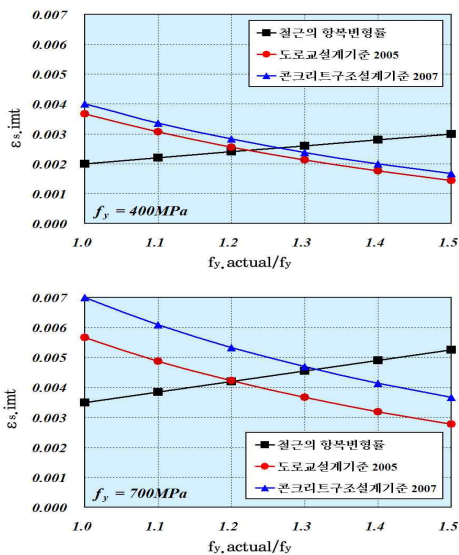


그림 1. 최대 인장철근량이 배근된 휨부재의 철근변형률 비교

$$A_{s, \min} = \frac{0.25 \sqrt{f_{ck}}}{f_y} b_w d \quad (1)$$

$$A_{s, \min} = \frac{1.4}{f_y} b_w d \quad (2)$$

콘크리트구조설계기준(2007)의 해설에 따르면 인장철근이 매우 적게 배근된 철근콘크리트 단면의 휨강도가 콘크리트 휨인장강도를 이용하여 계산한 무근 콘크리트 단면의 휨강도(균열 휨강도)보다 낮을 수 있는데, 이러한 경우 취성파괴가 일어날 가능성이 커지므로 이러한 파괴를 방지하기 위해서는 최소 양의 인장철근 보강이 필요하며, 이러한 보강은 정모멘트 부분과 부모멘트 부분에 모두 필요하다.

고장력 철근을 사용하여 최소 인장철근을 배근한 철근콘크리트 휨 부재의 최소 인장철근 규정을 검토하기 위하여 식(1)과 식(2)를 적용하여 단철근 직사각형 보의 한계 인장변형률을 산정하면 <표 2>와 같다. 표에서 콘크리트의 설계압축강도가 증가하면 중립축이 상승하여 철근의 한계 인장변형률은 증가한다. 하지만 철근의 설계항복강도가 증가하여도 최소 인장철근량이 감소하고 중립축의 변화가 없기 때문에 한계 인장변형률은 변화가 없다. 즉 휨부재의 한계 인장변형률은 철근의 설계항복강도와 무관하게 콘크리트 설계압축강도와의 관계를 나타낼 수 있는데 콘크리트 설계압축강도가 100 MPa이더라도 철근의 한계 인장변형률은 6.3%로 10%를 넘지 않는다. 이는 KS D 3504에서 규정하고 있는 SD 600 및 SD 700의 고장력 철근의 연신율 규정 10%를 만족하고, 고강도콘크리트를 사용하더라도 KS D 3504의 연신율 규정을 만족하므로 콘크리트구조설계기준(2007)의 최소 인장철근 규정을 적용할 수 있는 것으로 판단된다.

2.1.3 압축부재의 설계 축강도

편심의 작용 없이 순수 압축을 받는 부재의 주철근으로 일반강도 철근을 사용하는 경우, <그림 2>와 같이 일반철근의 항복변형률은 콘크리트 1축 강도(최대응력)일 때의 극한변형률(이하 순압축 극한변형률) 이하의 값을 가진다. 보통강도 콘크리트에서는 순압축 극한변형률이 일반적으로 0.002이고, SD 300과 SD 400 철근의 항복변형률이 각각 0.0015와 0.002이기 때문이다. 따라

표 2. 최소 인장철근량이 배근된 휨부재의 한계 인장변형률

f_{ck} (MPa) \ f_y (MPa)	20	30	40	50	60	70	80	90	100
400	2.8	4.3	4.6	4.7	4.8	5.2	5.6	6.0	6.3
600	2.8	4.3	4.6	4.7	4.8	5.2	5.6	6.0	6.3
700	2.8	4.3	4.6	4.7	4.8	5.2	5.6	6.0	6.3

* 철근의 한계 인장변형률 $\epsilon_{s, limit}$ 의 단위는 %.

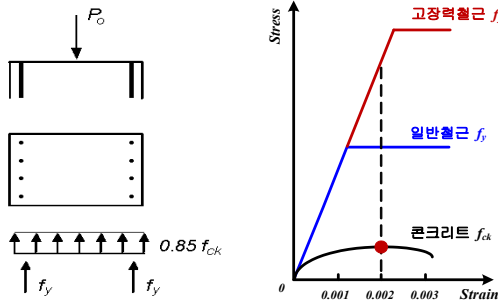


그림 2. 축강도 해석에서의 철근 응력

서 콘크리트구조설계기준에서는 식(3)의 축압축 강도를 기준으로 하고, 최소편심의 영향을 고려한 계수(띠철근 기둥의 경우 0.8)를 적용하여 식(4)와 같이 설계 축강도를 결정한다.

$$P_o = 0.85 f_{ck} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st} \quad (3)$$

$$\phi P_{n(max)} = 0.80 \phi [0.85 f_{ck} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] \quad (4)$$

이와 같이 현행 구조설계기준에서는 휨강도와 축력-휨강도를 해석할 때에는 콘크리트 극한변형률을 0.003으로 가정하지만 축강도를 해석할 때에는 극한변형률을 고려하지 않고(규정이 언급되어 있지 않고) 식(4)에 의하여 설계 축강도를 계산하도록 하고 있다.

SD 500 철근의 경우 항복변형률이 0.0025이므로 단기 하중 작용에 대해서는 식(3)을 적용할 수 없지만 콘크리트의 크리프 영향으로 순압축 극한변형률이 0.0005 이상 발생한다면 식(3)을 적용할 수 있을 것이다. 그러나 순압축을 받는 압축부재의 주철근으로 고장력 철근을 사용하는 경우에는 축압축 강도 해석에 식(3)을 적용하는 것이 비합리적일 것이다. SD 600 이상의 고장력 철근은 항복변형률이 0.003 이상이므로 축압축 파괴 때 콘크리트 단면의 순압축 극한변형률에서 철근이 항복하지 않을 것이기 때문이다. 따라서 철근의 항복변형률이 콘크리트의 순압축 극한변형률과 유사하거나 작은 경우에는 식(3)을 그대로 적용될 수 있으나 고장력 철근과 같이 철근의 항복변형률이 콘크리트의 최대응력 극한변형률을 크게 초과하면 f_y 의 강도를 모두 발휘할 수 없다고 보아야 할 것이다. 그러나 설계기준에서는 식(3)을 직접 규정하지 않고 식(4)로 설계 축강도 최대값을 규정하고 있으므로 고장력 철근을 사용한 경우에도 식(4)를 적용할 수 있을 것이다. 그 이유는 비록 P_o 를 계산하는 식(3)이 논리적으로 타당하지 않더라도 최소편심의 휨모멘트가 작용하는 상태에서의 축강도는 철근이 항복한다고 가정하여 계산한 식(3)의 P_o 값을 기준으로 할 때 약 0.8배이기 때문이다.

위에서 언급한 사항에 대한 합리적인 대안으로는 직사각형응력분포 외에 콘크리트의 실제 거동을 예측할 수 있는 <그림 3>과 같은 포물선-직선 형태의 응력분포를 들 수 있다. 즉 순수압축력이 작용하는 경우에는 콘크리트의 압축변형률 한계를 응력상승부(콘크리트의 정점변형률)까지인 ϵ_{co} 로 하고, 휨 모멘트가 작용하는 경우에는 콘크리트의 압축변형률 한계를 휨 부재의 콘크리트 극한변형률인 ϵ_{cu} 로 하는 것이다. 이 값들은 콘크리트 압축강도에 따라 다른 값을 나타내는데, 일반적으로 ϵ_{co} 는 0.002 ~ 0.0026의 값을 나타내며, ϵ_{cu} 는 0.0027 ~ 0.0035의 값을 나타낸다.

이러한 모델의 적용으로 순수압축력이 작용할 때 파괴상태에서의 콘크리트 변형률을 고려하여 압축철근의 응력을 산정하고 강도해석에 적용하는 것이 합리적일 것이다. 즉, 철근의 항복변형률 ϵ_y 가 콘크리트의 정점변형률 ϵ_{co} 보다 작을 때에는 식(3)을 적용하고, ϵ_y 가 ϵ_{co} 보다 클 때에는 식(5)를 적용하여 최대 축강도를 결정하고, 축력-휨 강도해석으로 설계 축력-휨강도(설계 P-M 상관도)를 구한 후 최소편심을 고려한 계수 휨모멘트와 계수축력을 비교하여 강도를 검토하는 것이다. 이와 같은 적용 방법은 고강도 재료(콘크리트와 철근)를 적용한 철근콘크리트 구조물의 합리적인 성능중심 설계방안이 될 것이다.

$$P_o = 0.85 f_{ck} (A_g - A_{st}) + E_s \epsilon_{co} A_{st} \quad (5)$$

2.2 실험의 목적 및 방법

고장력 철근을 배근한 구조물의 휨성능을 규명하기 위해 철근의 강도 변화에 따른 휨부재의 구조성능에 대한 실험적 연구를 수행하고, 실험변수에 따라 고장력 철근이 배근된 철근콘크리트 보의 구조적 성능과 사용성을 검토하였다. 실험 간 부재의 구조적 성능에서는 부재의 강성과 최대 내력, 연성도 등을 측정하였으며, 사용성 측면에서는 균열강도 및 파괴양상을 분석하고 하

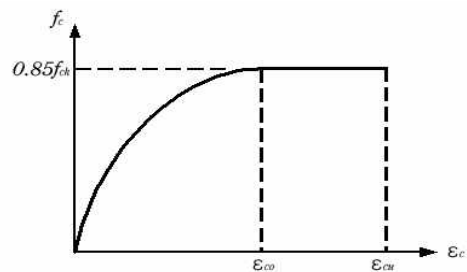


그림 3. 포물선-직선 압축응력분포 모델

중 단계별 처짐량을 계측하여 고장력 철근이 배근된 철근콘크리트 보의 휨성능을 종합적으로 평가하였다. 이상의 실험결과는 최종적으로 본 연구의 목적인 국내 콘크리트구조설계기준(2007)에 대한 고장력 철근의 적용성을 검증함으로써 현행 설계기준의 수정 필요성 여부를 검토하도록 하였다.

실험의 방법은 기존 연구에서 사용된 여러 가지 실험방법을 종합·분석하여 본 연구의 실험목적에 적합한 실험방법을 도출함으로써 그 신뢰성을 확보하도록 하였다. 이에 따라 실험체는 순 지간 2.7 m의 단순보형 실험체를 제작하였으며, 중앙부 2점에서 하중을 가력 하는 4점 재하 방식으로 부재의 휨성능을 평가하였다.

실험변수로는 고장력 철근의 적용성을 평가하기 위하여 현행 실무에서 주로 사용되고 있는 철근(SD 400)과 2007년도에 개발된 고장력 철근(SD 600, SD 700)이 배근된 휨부재의 구조성능을 비교하였으며, 이외에도 콘크리트의 압축강도, 주철근비 및 피복두께에 따른 부재의 구조성능에 대하여 실험을 실시하였다.

실험결과는 초기 균열하중, 최대 내력, 하중-처짐 관계, 부재의 강성, 파괴될 때 균열의 형태 및 파괴양상의 측면에서 각 변수별로 비교·분석하였으며, 현행 콘크리트구조설계기준(2007) 식과의 비교·검토를 통하여 그 적합성을 평가하였다.

2.3 실험 계획

고장력 철근을 사용한 철근콘크리트 보의 휨 성능을 평가하기 위하여 철근비, 인장철근의 항복강도, 콘크리트 압축강도 및 피복두께를 주요 변수로 실험계획을 수립하였으며, 그룹별로 주철근비를 조정하여 인장철근의 항복강도 변화에 관계없이 동일한 휨강도를 갖도록 실험체를 설계하였다.

기존 실험체는 보통 콘크리트에 항복강도가 400 MPa인 철근이 배근된 실험체로 하였으며, 총 14개의 실험체를 <표 3>과 같이 계획하였다. 실험에 사용된 주철근의 항복강도는 400 MPa, 600 MPa, 700 MPa의 3종류이며, 콘크리트 배합강도는 30 MPa 및 50 MPa 등 2종류이다. 주철근비는 균형철근비에 대해 35%와 70%로 계획하였고, 피복두께는 40 mm, 60 mm로 설계하였다.

압축철근은 부재의 휨성능에 크게 기여하지 않는 것으로 가정하여 구분 1~3 실험체는 인장철근과 같은 항복강도의 D13 철근을 배근하였으며, 구분 4와 5 실험체는 SD 400의 D13 철근을 배근하였다. 전단철근은 모든 실험체에 SD 400의 D10 철근을 100 mm 간격으로 배근하여 모든 실험체가 휨파괴로 유도될 수 있도록 설계하였다.

표 3. 실험체 상세

구분	실험체 명	f_{ck} (MPa)	f_y (MPa)	f_{vy} (MPa)	f'_y (MPa)	주철근비	인장철근	전단철근	압축철근
1	F400-M40	30	400	400	400	0.43 ρ_b	2-D29 (1,285 mm ²)	D10@100	2-D13 (253 mm ²)
	F600-M40	30	600	400	600	0.39 ρ_b	2-D22 (774 mm ²)	D10@100	2-D13 (253 mm ²)
	F700-M40	30	700	400	700	0.33 ρ_b	3-D16 (596 mm ²)	D10@100	2-D13 (253 mm ²)
2	F400-H40	30	400	400	400	0.83 ρ_b	2-D32+1-D29 (2,230 mm ²)	D10@100	2-D13 (253 mm ²)
	F600-H40	30	600	400	600	0.68 ρ_b	3-D22 (1,161 mm ²)	D10@100	2-D13 (253 mm ²)
	F700-H40	30	700	400	700	0.72 ρ_b	2-D25 (1,013 mm ²)	D10@100	2-D13 (253 mm ²)
3	F600-H60	30	600	400	600	0.68 ρ_b	3-D22 (1,161 mm ²)	D10@100	2-D13 (253 mm ²)
	F700-H60	30	700	400	700	0.72 ρ_b	2-D25 (1,013 mm ²)	D10@100	2-D13 (253 mm ²)
4	F400-C30	30	400	400	400	0.36 ρ_b	3-D19 (860 mm ²)	D10@100	2-D13 (253 mm ²)
	F600-C30	30	600	400	400	0.46 ρ_b	2-D22 (774 mm ²)	D10@100	2-D13 (253 mm ²)
	F700-C30	30	700	400	400	0.33 ρ_b	3-D16 (596 mm ²)	D10@100	2-D13 (253 mm ²)
5	F400-C50	50	400	400	400	0.38 ρ_b	4-D19 (1,146 mm ²)	D10@100	2-D13 (253 mm ²)
	F600-C50	50	600	400	400	0.33 ρ_b	2-D22 (774 mm ²)	D10@100	2-D13 (253 mm ²)
	F700-C50	50	700	400	400	0.38 ρ_b	4-D16 (794 mm ²)	D10@100	2-D13 (253 mm ²)

2.4 실험 결과 및 분석

2.4.1 균열강도 및 최대내력

콘크리트 초기 균열이 발생할 때의 강도 및 강성은 고장력 철근을 사용한 보 실험체가 철근량이 감소됨에 따라 SD 400 철근을 사용한 경우보다 전반적으로 불리한 것으로 평가되었다. 콘크리트의 초기 균열 발생 이후 철근이 항복할 때까지의 강성을 살펴보면, 고장력 철근을 사용한 실험체가 SD 400 철근을 사용한 실험체의 강성보다 약 75~85%의 기울기를 나타내었으며, 인장철근이 항복할 때 및 부재의 최대 내력이 SD 400에서 오히려 더 증가되는 양상을 나타내었는데, 이는 실험체 설계 상 철근의 항복강도가 다르더라도 철근량을 조정하여 동일한 인장강도를 가질 수 있도록 설계하였으나 실제 철근의 항복강도가 설계값과 다르고 사용할 수 있는 철근의 직경이 제한되어 철근비가 조정됨에 따른 결과인 것으로 분석된다.

이에 따라 실험체의 하중-처짐 곡선에서 하중 항을 철근의 인장력(항복강도 × 단면적)으로 나누어 철근의 인장력 항을 일반화시키면 <그림 4>과 같이 표현된다. 그림에서 나타나듯이 철근의 직경제한으로 인한 단면적 변화의 효과를 제거시킨 결과 모든 실험체의 강성이 거의 유사하게 나타나고 있으며, 인장철근의 단위강도면적당의 최대내력은 오히려 SD 700의 경우가 더 큰 것으로 분석되었다. 인장철근의 공칭강도 및 실제 실험으로 측정된 항복강도에 대한 공칭휨강도를 이론적으로 계산한 값과 실험체서 측정된 결과를 비교하여 보면, 철근의 공칭강도에 의한 이론값보다는 대부분의 실험값이 큰 것으로 나타났다. 각 실험체의 항복 때 변위에 대한 파괴 때 변위비를 연성지수로 정의하여 분석하면 균형철근비의 35% 정도 배근된 실험체의 경우 철근의 항복강도가 증가함에 따라 부재의 연성도도 증가하는 양상을 나타내어 고장력 철근을 사용함에 따른 취성파괴의 우려는 없는 것으로 평가되었다. 다만, 배근된 철근의 양이 균형철근비의 70% 이상을 차지하는 높은 철근비의 실험체에서는 SD

600 실험체가 SD 400 실험체 연성지수의 69%에 불과하였으며, SD 700 실험체는 75%의 연성지수를 나타내어 높은 철근비의 고장력 철근을 사용할 때에는 취성적인 파괴에 대한 검토가 필요할 것으로 판단된다.

2.4.2 균열 및 처짐

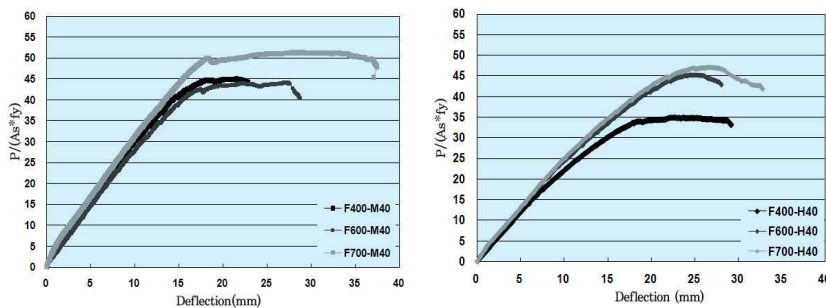
본 연구의 실험체에 대한 파괴 시의 균열 형태는 최초 실험체를 계획할 때의 의도대로 인장철근 항복이후 압축측 콘크리트가 파괴되는 전형적인 휨파괴를 나타내었으며, 균열의 발생형태 역시 실험체 중앙부의 순수 휨구간에서 수직균열이 발생된 이후 지점 방향으로 경사균열이 진전되는 휨파괴 형태를 나타내었다.

실험체가 파괴할 때의 전체적인 파괴형태는 변수에 관계없이 유사한 것으로 평가되었으며, 고장력 철근을 사용한 실험체의 균열양상을 분석하기 위하여 하중단계별로 발생된 균열의 개수 및 최대 균열폭을 분석한 결과 철근의 항복강도 변화에 관계없이 하중의 증가에 따른 균열 개수 및 균열폭의 증가가 유사한 것으로 평가되었다. 다만, 콘크리트와 철근의 항복강도를 변수로 실험한 4, 5 시리즈의 경우 <그림 5>에서 나타나듯이 철근의 항복강도가 증가함에 따라 최대 내력 때의 균열 개수가 SD 400을 사용한 경우보다 감소되고 동일 하중단계에서 균열폭의 증가가 유의할 만한 수준까지 나타나는 것으로 평가되었다.

각 실험체의 사용기간 중 처짐성능을 평가하기 위하여 작용되는 하중을 50 kN 단위로 구분하여 하중단계별로 처짐을 분석하였다. 동일 철근비에 대하여 철근의 항복강도를 변화시킨 경우를 비교하면, 균형철근비의 35%를 배근하여 200 kN의 하중이 작용할 때 SD 400 실험체에서는 약 10 mm의 처짐이 발생되었으나 SD 600 실험체에서는 약 15 mm, SD 700 실험체에서는 약 17 mm의 처짐이 발생되어 고장력 철근의 사용이 처짐 등 사용성 측면에서는 검토의 필요성이 있는 것으로 판단된다. 이와 같은 현상은 철근의 양을 증가시켜 균형철근비의 70%를 배근한 경우에도 유사하게 나타나는데, 200 kN의 하중을 작용시킨 결과 SD 400 실험체에서는 약 8 mm, SD 600 실험체에서는 약 11 mm, SD 700 실험체에서는 약 12 mm의 처짐이 발생되는 것으로 측정되었다.

2.5 휨성능 평가 연구 소결

- 1) 고장력 철근을 사용하였을 때 콘크리트구조설계기(2007)의 최대 인장철근 설계기준을 그대로



(a) 주철근비 - 균형철근비의 35%인 경우

(b) 주철근 - 균형철근비의 70%인 경우

그림 4. 철근의 단위 인장력에 대한 하중-처짐관계

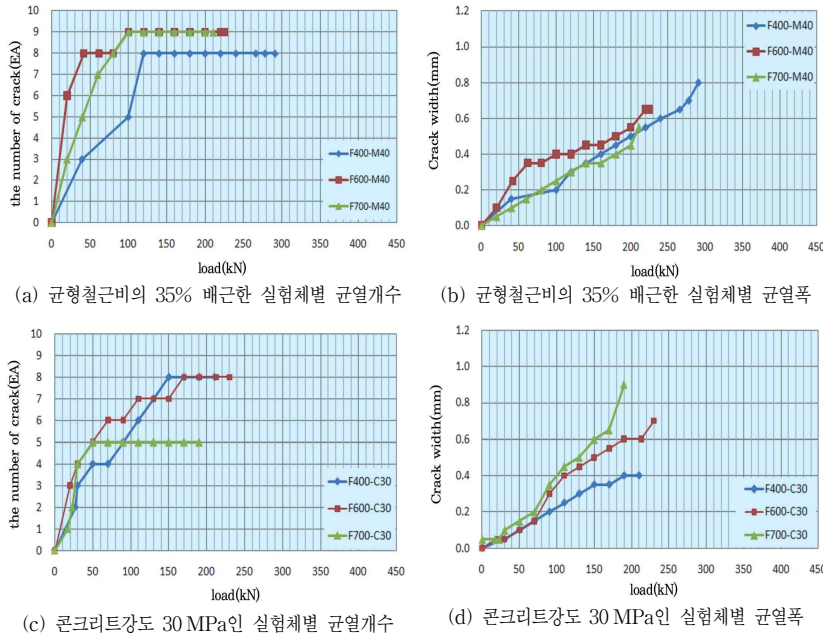


그림 5. 하중단계별 균열개수 및 균열폭

적용할 수 있다. 하지만 이를 적용하기 위해서는 최대 인장철근을 배근할 때 철근의 실제 항복강도가 설계할 때 계산한 항복강도보다 1.2 ~ 1.3배 이상이 되면 철근의 한계 인장변형률이 항복변형률보다 작아져 취성파괴를 유발할 가능성이 커지므로 철근의 실제 항복강도가 규정항복강도의 1.3배 이하로 제한하는 것이 바람직하다.

- 2) 콘크리트구조설계기준(2007)의 최소 인장철근 단면적 규정에 따라 고장력 철근을 배근하였을 때, 단면파괴 시의 철근 한계 인장변형률이 KS의 연신을 규정인 10%를 넘지 않았다. 따라서 현행 최소 인장철근 설계 기준은 고장력 철근을 적용할 때에도 적용될 수 있다고 판단된다.
- 3) 순수축력을 받는 압축부재의 주철근으로 고장력 철근을 사용할 때, 크리프와 건조수축의 영향을 무시한다면 철근의 항복변형률에 도달하기 이전에 콘크리트가 파괴되므로 현행 콘크리트구조설계기준(2007)의 순수 축강도 계산식을 적용할 수 없을 것이다. 그러나 크리프와 건조수축의 영향을 고려한다면 현행 설계기준의 순수 축강도 계산식은 SD 600 철근까지 적용할 수 있을 것으로 판단된다.
- 4) 휨내력의 측면에서 SD 600 및 SD 700을 배근한 실험결과를 살펴볼 때, 철근의 단위강도면적 당 내력의 증가형태가 항복강도에 큰 영향을 받지 않고 비교적 유사한 것으로

분석되었으며, 철근 및 콘크리트의 재료실험에 근거한 재료모델로 실험체를 해석한 결과가 실험결과와 대체적으로 일치함에 따라, SD 600 및 SD 700을 사용한 철근콘크리트 보의 내력을 평가할 때, 현행 콘크리트구조설계기준(2007)에서 제안하고 있는 내력 평가식을 사용하는데 큰 문제점이 없을 것으로 판단된다.

- 5) 동일 휨강도를 갖는 부재를 설계할 때, 고장력 철근을 사용한 부재는 철근량이 감소됨에 따라 일반 철근을 사용한 부재에 비하여 강성이 감소하게 된다. 실제 실험결과에서도 SD 600 및 SD 700을 사용한 실험체는 SD 400을 사용한 경우보다 강성이 크게

감소하고, 동일 하중에서의 처짐이 크게 증가되는 양상을 나타내었다. 따라서 고장력 철근을 사용한 휨부재를 설계할 때에는 처짐에 대한 검토가 필수적일 것으로 판단된다.

- 6) 부재의 연성을 인장철근의 항복변형률에 대한 파괴 때의 변형률을 연성지수로 정의하여 평가한 결과, 일반적인 철근비(균형철근비의 35%)를 사용한 실험체의 연성지수는 고장력 철근을 사용하여도 큰 문제가 없는 것으로 평가되었으나 균형철근비의 70%에 해당하는 철근비를 사용한 실험체의 연성지수는 고장력철근에서 크게 감소되는 것으로 나타나 향후 이에 대한 검토가 필요할 것으로 판단된다.
- 7) 휨부재의 사용성 측면에서 하중 단계별로 균열의 개수와 폭을 검토한 결과, 보통강도 콘크리트와 SD 700을 사용한 실험체에서 SD 400을 사용한 기준 실험체보다 균열의 개수가 감소하고 균열폭이 크게 증가하는 양상을 나타내어 향후 SD 700을 사용한 부재를 설계할 때에는 콘크리트구조설계기준(2007)의 균열제어 항에 대한 적극적인 검토가 필요할 것으로 판단된다.

이상의 연구결과를 종합하여 볼 때, SD 600 및 SD 700을 현행 콘크리트구조설계기준에 적용하기 위해서는 높은 철근비 상태에서의 연성지수 감소를 보상하기 위한 최대철근비 조정 혹은 강도감소계수 보정이 필요할 것이며, SD 700을 사용할 때 균열

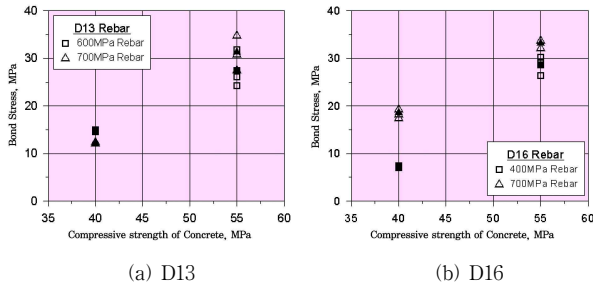


그림 6. 콘크리트의 압축강도와 부착응력의 관계

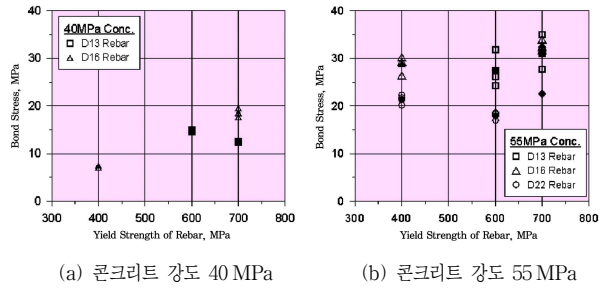


그림 7. 철근의 항복강도와 부착응력 관계

제어 규정의 검토가 필요할 것으로 판단된다. 휨강도 측면에서는 철근 항복강도의 변화에 따른 규정의 변화 없이 현행 기준의 적용이 가능할 것으로 보이나 처짐 및 균열 측면에서는 SD 400을 사용한 경우보다 불리해지므로 설계할 때 이를 검토할 필요가 있을 것으로 판단된다. 다만, 현행 콘크리트구조설계기준(2007)에서는 내력 검토와 사용성 검토를 분리하여 적용하고 있으므로 이 부분은 기술자의 판단에 맡기는 것이 타당할 것으로 사료된다.

3. 고장력 철근의 부착 성능 평가

3.1 연구 목적 및 방법

철근과 콘크리트의 부착은 철근콘크리트 또는 프리스트레스트 콘크리트구조에서 철근으로부터 주위를 둘러싸고 있는 콘크리트로 종방향의 힘을 전달하게 하는 다양한 요인의 영향을 받는 중요한 현상이다. 지금까지 철근-콘크리트 부착에 관하여 다양한 실험과 이론적 검증을 통하여 설계를 위한 철근의 정착길이 산정식과 해석을 위한 국부부착-슬립 모델 등이 제안되어 왔다.

1990년대에 들어와서는 고강도/고성능 콘크리트가 개발되고 사용이 증가함에 따라 고강도/고성능 콘크리트가 철근과의 부착 거동에 미치는 연구를 활발히 수행하여 왔다. 그러나 상대적으로 고장력 철근이 부착거동에 미치는 연구는 전무한 실정이다.

콘크리트-철근의 부착성능은 우선 주어진 단면에서의 최대부착응력을 의미하는 부착강도를 얻기 위한 국부(Local) 부착거동과 정착영역에서의 정착력을 얻기 위한 전(Global) 부착거동의 두 가지 관점에서 고찰할 필요가 있다. 이에 따라 이 연구에서는 고장력 철근과 콘크리트의 부착성능에 대한 기초 연구로써 콘크리트와 철근의 강도를 달리하여 조합된 변수를 가지고 부착 특성에 대하여 상대적인 비교분석만을 수행하였다.

연구의 방법은 철근의 인장강도가 부착거동에 미치는 영향을 살펴보기 위하여 공시체를 대상으로 한 실내실험을 수행하였는데 단지 철근의 강도별 그리고 콘크리트의 압축강도별 국부부착

성능을 상대비교 하기 위하여 부분부착을 갖는 정육면체 실험체를 제작하여 Pull-out 실험을 수행하였다.

3.2 실험계획

고장력 철근의 부착성능을 고찰하기 위한 이 실험에서는 콘크리트의 압축강도와 철근의 항복강도 그리고 철근의 직경을 주요 변수로 하였으며, 변수별 실험체명은 <표 4>와 같다. 콘크리트 압축강도는 30 MPa와 50 MPa로 계획하였으나 부착실험과 같은 시점에 측정된 압축강도가 각각 43.2 MPa와 55.1 MPa로 측정되어 표에서는 각각 40 MPa와 55 MPa로 구분하였다.

한편 철근의 항복강도는 400 MPa, 600 MPa, 그리고 700 MPa 세 종류를 선정하였으며, 철근의 공칭직경은 13 mm, 16 mm 그리고 22 mm 세 가지를 고려하였다. 재료의 수급이 원활하지 않아서 콘크리트 압축강도 40 MPa에 대해서는 일부의 변수조합에 대해서만 실험을 수행하였으며, 콘크리트 압축강도 55 MPa에 대해서도 SD 600의 경우 직경 16 mm 철근은 없었기에 실험에서 제외되었다. 각 변수별로 3개의 실험체를 제작하여 결과의 신뢰도를 높이고자 하였으나 일부의 경우 재료 수급의 문제로 2개만 제작하였다.

표 4. 실험계획

콘크리트 압축강도 (MPa)	철근의 항복강도 (MPa)	철근 직경 (mm)	실험체명
55	400	13	C55-S400-D13
		16	C55-S400-D16
		22	C55-S400-D22
	600	13	C55-S600-D13
		22	C55-S600-D22
		13	C55-S700-D13
40	700	16	C55-S700-D16
		22	C55-S700-D22
	400	16	C40-S400-D16
		13	C40-S600-D13
		13	C40-S700-D13
700	16	C40-S700-D16	
	22	C40-S700-D22	

3.3 실험 결과 및 분석

<그림 6>은 D 13과 D 16직경의 철근에 대해 각각 철근의 항복응력과 콘크리트 압축강도에 따른 최대 부착응력을 나타낸 것이다. 그림에서 음영이 채워진 점은 각 변수별 최대 부착응력의 평균값을 의미한다. 그림에 나타나 있듯이 D13 철근에 대해서 콘크리트 압축강도가 40 MPa인 경우보다 55 MPa인 경우 철근 항복강도 600 MPa은 85%, 700 MPa은 150%만큼 부착강도가 더 크게 측정되었다.

D16 철근에 대해서는 철근 항복강도 400 MPa은 295%, 700 MPa은 78%만큼 부착강도가 더 크게 측정되었다.

CEB-FIP의 규정에 따르면 피복두께 $5d_b$ 를 경계로 하여 콘크리트와 이형철근의 부착 응력을 다음과 같이 제시하고 있다.

$$4.0 \sqrt{f_{ck}} \quad (\text{피복두께 } 5d_b \text{ 이상, MPa}) \quad (6)$$

$$2.0 \sqrt{f_{ck}} \quad (\text{피복두께 } 5d_b \text{ 미만, MPa}) \quad (7)$$

본 연구의 실험에서 D13 철근은 $5d_b$ 조건을 만족하지만 D16 철근은 $4.2d_b$ 로 식(7)을 적용해야 한다. D13 철근을 사용한 경우 식(6)을 따르면 콘크리트 압축강도 40 MPa 과 55 MPa 에 대하여 각각 25.3 MPa, 29.7 MPa의 부착강도가 예상되나 실험결과 평균 13.7 MPa, 29.4 MPa로써 각각 54%, 99%를 보이고 있다. 40 MPa의 실험체가 규정식에 비해 54%의 값을 보이는 것으로 보아 실험체의 부착이 잘 이루어지지 않았음을 알 수 있다. 55 MPa의 경우 D13의 경우는 식(6)과 유사한 값을 보이고, D16의 경우에도 $4.0 \sqrt{f_{ck}}$ MPa 이상의 부착강도를 보이고 있다. 식(6)과 (7)을 이용하면 콘크리트 압축강도가 증가함에 따라 17% 정도의 강도 증가효과를 기대할 수 있으나 콘크리트 압축강도 40 MPa 실험체에서 부착강도가 낮게 나타났기 때문에 부착강도의 차이가 매우 크게 나타났을 것으로 예상할 수 있다.

또한, <그림 7>은 콘크리트 압축강도 40 MPa와 55 MPa에 대해 각각 철근의 항복응력과 직경에 따른 최대 부착응력을 나타낸 것이다. 기존의 연구에서 철근의 항복강도는 부착강도에 미치는 영향은 적다고 보고 있다. 그림의 콘크리트 압축강도 55 MPa인 실험체에서 철근 직경 D13인 실험체를 살펴보면 철근의 항복강도 600 MPa에 비해 700 MPa인 실험체의 부착강도가 13% 증가하는 것을 볼 수 있다. 그러나 규정식에 비해 600 MPa의 부착강도가 작게 나타났기 때문에 철근 항복강도 600 MPa과 700 MPa의 부착강도는 큰 차이가 없을 것으로 예상된다. 철근 직경 D16 실험체에서는 철근 항복강도 400 MPa에 비해 700 MPa의 부착강도가 14% 증가하는 것으로 나타났다. 철근 직경 D22의 경우 피복두께를 만족하지 못하므로 주도적인

파괴가 쪼갬파괴로 나타났으며, 그에 따라 부착강도가 작게 나타날 것으로 예상할 수 있다.

D13 철근의 결과를 이용하여 D16, D22철근의 부착응력을 예상하면 23.2 MPa, 24.4 MPa로 볼 수 있다. 실제 측정된 18.0 MPa, 25.5 MPa에 비해 작은 값은 쪼갬 파괴에 의한 영향으로 이해할 수 있다.

3.4 부착성능 평가 소결

- 1) 총 33개의 부착실험체를 대상으로 콘크리트의 압축강도, 철근의 항복강도, 철근의 직경을 변수로 한 부착실험을 수행하였다.
- 2) 변수별 경향은 대체로 일반철근(400 MPa 이하)과 크게 다른 바가 없는 것으로 나타났다.
- 3) 일반철근과 고강도 철근과의 부착거동의 차이를 보기 위한 기초실험인 만큼 제한된 실험체수로 인하여 부착모델을 이끌어 내는데 무리가 있었다.

고장력 철근을 사용한 실험체에 대하여 Pull-out 실험에 의한 상대적인 부착성능을 평가한 결과, 일부 실험체에서 제작과 정상의 품질저하로 인하여 예상과 다른 결과를 보였으나 전체적인 경향 파악에는 무리가 없었다고 판단되며, 부착성능은 일반철근과 비교할 때 최대부착응력과 파괴양상 그리고 부착-미끄러짐 거동 면에서 유사한 것으로 평가되었다.

4. 고장력 철근을 사용한 철근콘크리트 보의 이음 성능 평가

4.1 연구 목적 및 방법

철근콘크리트가 구조재료로 작용하중에 대하여 충분한 강도와 강성을 확보하기 위해서는 철근과 콘크리트가 설계하중이 작용하는 상태에서 일체로 거동할 수 있도록 설계 및 시공되어야 한다. 특히 최근 구조물이 초고층화 및 초대형화되는 추세에 따라 콘크리트 및 철근의 고강도화가 요구되는 상황에서 철근과 콘크리트 사이의 부착성능에 대한 평가는 매우 중요한 사항으로 대두되고 있다. 이에 따라 SD 600 및 SD 700급 고장력 철근의 부착성능을 평가하기 위하여 철근의 조립과정에서 필연적으로 발생할 수 밖에 없는 철근의 겹침이음성능에 대한 실험적 연구를 수행하도록 하였다. 이는 현행 콘크리트구조설계기준(2007)에서 철근의 정착과 겹침이음의 설계개념을 동일한 것으로 간주하고 겹침이음 할 때 정착길이를 적절하게 할증하도록 규정하고 있으므로 고장력 철근의 겹침이음성능에 대한 평가는 가장 불리한 상황

에서의 부착성능을 평가할 수 있는 기초자료로써 활용될 수 있기 때문이다. 실험방법은 철근콘크리트 단순보의 인장철근을 겹침이음으로 배근하고 4점 재하방식에 의한 휨실험을 실시함으로 부재의 이음성능을 실험적으로 평가하였다.

실험결과는 겹침이음 구간 내에서의 초기균열하중, 부착과괴 일 때의 최대하중, 하중-변형을 관계, 파괴 시 균열의 형태 및 파괴양상의 측면에서 변수별로 비교·분석하도록 하였으며, 현행 콘크리트구조설계기준(2007)식과의 비교·검토를 통하여 그 적합성을 평가하였다.

4.2 실험계획

실험의 주요 변수는 철근의 항복강도와 콘크리트의 압축강도로 하였으며, 철근의 항복강도는 SD 400과 고장력 철근(SD 600, SD 700)이 겹침이음된 보의 부착강도를 비교할 수 있도록 하였다. 콘크리트 강도는 보통강도인 30 MPa과 고강도콘크리트인 50 MPa을 사용하여 콘크리트 강도변화에 따른 고장력 철근의 이음성능 변화를 실험하였다.

기준 실험체는 보통 콘크리트에 항복강도가 400 MPa인 철근이 배근된 실험체로 하였으며, 총 6개의 실험체를 <표 5>와 같이 계획하였다. 모든 실험체에 대하여 피복두께는 40 mm로 설계하였고, 겹침이음길이는 철근의 항복이전에 실험체의 부착과괴를 유도하기 위하여 $12 d_b$ 로 계획하였다. 그러나 SD 700 실험체의 경우에는 D22 철근이 부족하여 D25를 배근하였고, 이음길이를 $10 d_b$ 로 계획하였다.

실험체의 폭과 높이는 250 mm × 370 mm로 하였으며, 경간이 3.7 m인 단순보로 하였다. 압축철근은 인장철근의 이음성능에 미치는 영향이 크지 않으므로 항복강도 400 MPa인 D13 철근을 배근하였다. 또한 실험체의 전단과괴를 방지하기 위하여 모든 실험체는 SD 400의 D 10 철근을 200 mm 간격으로 전단보강근을 배근하였으며, 겹침이음 구간 내의 횡구속조건을 동일하게 하기 위하여 겹침이음 구간에는 2개의 전단보강근이 설치

될 수 있도록 실험체를 제작하였다.

4.3 실험결과 및 분석

본 실험결과에서 나타난 철근의 항복강도 변화에 따른 초기균열하중의 차이는 거의 없는 것으로 분석되었다. 다만, SD 700 철근을 사용한 하나의 실험체는 초기 균열하중 및 최대 하중 등이 다른 실험체에 비하여 낮게 나타나고 있는데 이는 다른 실험체와 서로 다른 철근의 직경(D25)을 사용하고 있다는 점을 감안하더라도 감소되는 폭이 큰 것으로 판단된다.

각 실험체별로 겹침이음 부분의 부착과괴가 발생하는 최대 하중을 살펴보면, 콘크리트의 압축강도가 30 MPa인 경우에 기준 실험체와 비교할 때 SD 600 실험체는 약 10%, SD 700 실험체는 2% 감소하였으며, 콘크리트의 강도 70 MPa인 경우에는 각각 약 6%와 16%씩 감소하였다. SD 700을 사용한 마지막 실험체는 D25 철근을 사용하고 겹침이음길이를 $10 d_b$ 로 계획하여 기준 실험체와 직접적인 비교는 어려우므로 이를 제외한 다른 실험체를 비교하면 고장력 철근을 사용한 실험체의 최대 하중이 기준실험체보다 약간 저하되나 그 비율은 최대 10% 이하로써 이는 실험 간의 오차로 판단할 수 있을 것으로 보인다<표 6>.

표 6. 주요 실험결과 요약

실험체명	콘크리트 초기 균열하중 (kN)	최대하중 (kN)	실험값		
			부착강도 (kN)	부착응력 (MPa)	부착강도비율
F400-SP30	13.0	45.1	102.1	5.60	1.00
F600-SP30	15.0	40.5	91.7	5.03	0.90
F700-SP30	13.0	44.2	100.1	5.49	0.98
F400-SP50	8.5	45.8	103.7	5.69	1.00
F600-SP50	8.0	43.2	97.8	5.36	0.94
F700-SP50	6.0	38.7	89.4	4.55	0.80

표 5. 실험계획

구분	실험체 명	f_{xk} (MPa)	f_y (MPa)	f_{vy} (MPa)	f_y' (MPa)	인장철근	전단철근	압축철근	이음길이(mm)
1	F400-SP30	30	400	400	400	2-D22 (774 mm ²)	D10@200	2-D13 (253 mm ²)	265(12 d_b)
	F600-SP30	30	600	400	400	2-D22 (774 mm ²)	D10@200	2-D13 (253 mm ²)	265(12 d_b)
	F700-SP30	30	700	400	400	2-D22 (774 mm ²)	D10@200	2-D13 (253 mm ²)	265(12 d_b)
2	F400-SP50	50	400	400	400	2-D22 (774 mm ²)	D10@200	2-D13 (253 mm ²)	265(12 d_b)
	F600-SP50	50	600	400	400	2-D22 (774 mm ²)	D10@200	2-D13 (253 mm ²)	265(12 d_b)
	F700-SP50	50	700	400	400	2-D25 (1,013 mm ²)	D10@200	2-D13 (253 mm ²)	250(10 d_b)

4.4 이음성능 평가 소결

- 1) 겹침이음 구간에서 부착과피가 발생하는 시점까지의 하중-처짐 관계곡선을 통한 실험체의 강성 및 휨거동은 철근의 항복강도와 관계없이 모두 유사한 것으로 나타났다. 또한, 실험체의 파괴양상 및 균열의 발생형태, 균열개수 및 균열폭의 진전양상 등도 철근의 항복강도에 관계없이 모두 유사한 것으로 판명되어, 겹침이음에서 고강력 철근을 사용함에 따른 강성이나 사용성의 변화는 없는 것으로 판단된다.
- 2) 실험결과와 최대 하중 및 부착응력을 분석할 때, SD 600을 사용한 경우의 겹침이음 내력은 SD 400의 경우보다 일부 감소되나 그 차이가 크지 않아 실험상의 오차 범위 이내인 것으로 분석되며, 부착길이를 따른 응력의 분포도 대체적으로 등분포하는 것으로 가정할 수 있을 것으로 판단된다. SD 700을 사용한 경우에는 콘크리트의 강도가 30 MPa인 경우에는 SD 400과 유사한 부착내력을 나타내어 사용상에 문제가 없을 것으로 판단되나 고강도콘크리트를 사용한 경우에는 부착응력이 겹침이음부의 선단에 집중되어 부착내력이 감소될 수 있는 것으로 판단된다.
- 3) 현행 콘크리트구조설계기준(2007)에서 제시하고 있는 이음길이 산정식을 부착응력의 개념으로 환산하여 본 연구의 실험결과와 비교하여 보면, 보통강도 콘크리트를 사용한 실험체는 모든 실험체의 부착응력이 설계기준에서 제시하고 있는 부착응력의 2배 이상을 나타내어 안전측인 것으로 판단되나 고강도콘크리트를 사용한 경우에는 부착응력상의 안전율이 1.5배 내외로 감소되는 현상을 나타내었으며, 특히 고강도콘크리트와 SD 700을 사용한 실험체는 부착응력상의 안전율이 1.31로 급격히 감소되는 것으로 분석되었다.

이상의 연구결과를 종합하여 볼 때, 겹침이음 분야에서 현행 콘크리트구조설계기준(2007)을 고강력 철근(SD 600 및 SD 700)까지 확장하여 적용하기 위해서는 고강도콘크리트와 SD 700급 철근의 조합에 대한 추가적인 검토가 필요할 것으로 판단된다. 이는 고강력 철근의 사용에 따른 정착 및 이음길이가 증가하는 반면 부착응력은 고강도콘크리트의 특성으로 이음부 선단에 집중하게 되므로, 단순하게 부착길이를 증가시킴으로써 부착내력이 확보되지 않을 우려가 있기 때문이다. □

참고 문헌

1. 한국콘크리트학회, 「콘크리트구조설계기준 해설」, 2007, pp. 73 ~ 126, 203 ~ 232.
2. 강석화, '고강도철근이 배근된 고강도콘크리트 부재의 휨거동에

- 관한 실험적 연구', 대한토목학회논문집, 1995, Vol. 15, No. 1, pp. 107 ~ 117.
3. 김종수, '고강도 철근(SD500) 실용화에 대한 연구', 아이엔아이 스틸(주), pp. 1 ~ 146, 2004.
4. 홍건호, 최동욱, 최완철, 홍기섭, '높은 마디면적 고강도 철근의 부착강도에 관한 실험적 연구', 한국콘크리트 학회 논문집 Vol. 17, No. 3, 2005, pp. 375 ~ 384.
5. ACI Committee 318-08, "Building Code Requirements for Reinforced Concrete and Commentary (ACT 318-08 / ACI 318R-08)", American Concrete Institute, Detroit, 2008, pp. 129 ~ 137
6. Comete European de Normalisation (CEN), "Eurocode 2: Design of Concrete Structures. Part 1- General Rules and Rules for Buildings", prEN 1992-1, 2002, pp. 83 ~ 151
7. Chien-Hung Lin et al., "Ductility of High-Performance Concrete Beams with High-Strength Lateral Reinforcement" ACI Structural Journal, Title No. 98-S58, 2001, pp. 600 ~ 608.
8. Choi, O. C. and Lee, W. S., "Interfacial Bond Analysis of Deformed Bars to Concrete", ACI Structural Journal, V. 99, No. 6, Nov.-Dec., 2002, pp. 750 ~ 756.
9. Gambarova, P. G. and Rosati, G. P., "Bond and Splitting in Bar Pull-out: Behavioral Laws and Concrete Cover Role", Magazine of Concrete Research, 49, No. 179, 1997, pp. 99 ~ 110.
10. Paul F. Rice, David P. Gustafson, "Grade 80 Reinforcing Bars and ACI 318-71", ACI Journal, 1976. 4, pp. 199 ~ 206.
11. Phil M. Ferguson, John E. Breen, "Lapped Splices for High Strength Reinforcing Bars", Journal of the American Concrete Institute, Sep. 1965, pp. 1,063 ~ 1,078.
12. Phil M. Ferguson, J. Neils Thompson, "Development Length for Large High Strength Reinforcing Bars", Journal of the American Concrete Institute, Jan. 1965, pp. 71 ~ 93.
13. Raafat El-Hacha et al., "Bond Characteristics of High-Strength Steel Reinforcement", ACI Structural Journal, Nov.-Dec., 2006, pp. 771 ~ 782.
14. Rangan, B. V. et al., "Bending Stiffness of Concrete Flexural Members Reinforced with High strength Steel", ACI Special Publication 203, 2001, pp. 143 ~ 156.
15. Sidney A. Guralnick, "High-Strength Deformed Steel Bars for Concrete Reinforcement", ACI Journal, Title No. 57-12, 1960, pp. 241 ~ 282.

담당 편집위원 :

권기주(한국전력공사) kyeunkjoo@kepco.co.kr