

고성능 철근콘크리트 보의 연성능력에 관한 실험적 연구

An Experimental Study on the Ductility Capacity of Reinforced High Performance Concrete Beams



김용부*

Kim, Yong-Boo



고만영**

Ko, Man-Young



오명석***

Oh, Myung-Seog

ABSTRACT

This paper presents a study on the ductility capacity of reinforced high performance concrete beams considering the tension reinforcement ratio(ρ) and the pattern of loadings(1 point loading and 2 point loading). From the test results of reinforced high performance concrete beams, with the concrete which has cylinder compressive strength of $800\sim 900\text{kg/cm}^2$, slump value of $20\sim 25\text{cm}$ and slump-flow value of $60\sim 70\text{cm}$, it is proved that high performance concrete has more brittle behavior than moderate strength concrete. The ductility capacity of high performance concrete is found to be smaller in comparison with that of moderate strength concrete. For reinforced high performance concrete, the equivalent stress block parameters proposed by MacGregor et al. or by New Zealand code are recommended to use. Also, it is found that an extreme fiber concrete compressive strain of $\epsilon_{cu}=0.0042$ may be used in ultimate curvature computations. Reinforced high performance concrete beams should satisfy the following reinforcement ratio to insure a

* 정회원, 성균관대학교 건축공학과 교수

** 정회원, 성균관대학교 건축공학과 박사수료

*** 정회원, 현대건설주식회사

• 본 논문에 대한 토의를 1998년 10월 30일까지 학회에 보내주시면 1998년 12월호에 토의회답을 게재하겠습니다.

ductile mode of failure when ρ'/ρ is less than 0.3. :

(1) $\rho-\rho'$ should be less than $0.60\rho_u$ in order to insure curvature ductility index $\phi_u/\phi_y \geq 2$ proposed by ACI code under the static load. (2) $\rho-\rho'$ should be less than $0.33\rho_u$ in order to insure curvature ductility index $\phi_u/\phi_y \geq 4$ in the case of moment redistribution.

Keywords : high performance concrete(HPC), equivalent stress block parameter, curvature ductility index, ductile mode

1. 서 론

국내에서 고성능 콘크리트에 대한 정의는 더러 사용되고 있으나, 일반적으로 고강도, 고내구성, 그리고 고유동성을 갖는 콘크리트로 정의할 수 있다. 본 연구에서는 고강도와 고유동성을 갖는 콘크리트로 정의한다.

고성능 콘크리트의 특성중 높은 압축강도로 인해 압축부재로 사용될 경우 많은 잇점을 얻을수 있다. 그러나 압축강도가 증가할수록 나타나는 취성적인 성질로 인해 휨 부재로 사용될 경우 이에 대한 고려가 없으면 부재의 연성이 확보되지 않아 구조부재로 사용하는데 안전상의 문제가 발생하게 된다. 따라서 고성능 콘크리트의 사용 이전에 이러한 구조 역학적 거동에 대한 연구가 선행되어야 할 필요가 있다.

휨을 받는 철근콘크리트 보 부재는 배근된 인장철근의 양에 따라 각기 다른 파괴모드를 갖게 된다. 과대철근보($\rho > \rho_u$)의 경우, 파괴모드는 인장철근이 항복에 도달하기 전에 압축단 콘크리트의 갑작스런 파괴에 의해 이루어진다. 반면에 과소철근보($\rho < \rho_u$)의 경우, 파괴모드는 인장철근의 항복이 진행된 후 압축단 콘크리트의 파괴에 의해 이루어진다. 따라서 이런 파괴모드는 많은 균열과 변형을 수반한 후에 발생하게 된다. 연성파괴는 구조물이나 부재의 파괴 진전상황을 관찰 또는 예측할 수 있으며, 부재의 에너지 흡수 또는 소산 능력이 크다. 따라서 파괴 변형이 크고 에너지 흡수 능력이 큰 연성파괴를 유도하는 것이 바람직하다.

휨을 받는 콘크리트 보 단면에 발생하는 압축응력 분포는 현재 ACI 규준과 국내 규준에서 콘크리트 공시체 실험을 통한 응력-변형도 곡선의 모양을 등가

의 직사각형으로 단순화시켜 휨강도를 평가하도록 하고 있다. 그러나 현재 사용되는 ACI 규준과 국내 규준은 압축강도 550kg/cm^2 이상인 경우에는 적용이 불합리하기 때문에 압축강도 550kg/cm^2 이상인 경우에 사용이 적절한 새로운 등가 응력 블록 변수가 필요하다.

본 연구에서는 물-시멘트비와 유동화제 비율 등을 매개변수로 콘크리트의 실린더 압축강도 $800 \sim 900\text{kg/cm}^2$ 의 고강도 발현 및 슬럼프치 $20 \sim 25\text{cm}$ 와 슬럼프 플로우 $60 \sim 70\text{cm}$ 의 고유동성을 확보한 고성능 콘크리트의 배합비를 설계하고, 이 배합비를 이용한 철근콘크리트 보를 제작하여 다음의 2가지 매개변수, 즉 인장철근비(ρ)와 하중재하 형태에 따른 연성능력을 실험적으로 평가한다. 실험결과를 해석결과와 비교, 분석하여 고강도 콘크리트에 적용 가능한 새로운 등가 응력 블록 변수의 선택과 실제 구조설계에 적용할 수 있는 기초적인 자료를 제공하는데 목적이 있다.

2. 실험

2.1 실험 계획

본 연구의 보는 전단파괴를 방지하기 위하여 유효층의 $1/2$ 이하 간격으로 전단철근을 배근하였으며, 주요 실험변수인 인장철근비를 "극한강도설계법에 의한 철근콘크리트 구조설계 규준"에서 규정한 최대 인장철근비 이하인 $0.30\rho_u$, $0.50\rho_u$, $0.65\rho_u$, 그리고 $0.75\rho_u$ 로 계획하였다. 여기서, 평형철근비 ρ_b 는 MacGregor 등에 의해 제안된 등가응력블록과 재료 실험 결과의 철근의 항복강도(4200kg/cm^2)를 사용하여 구하였다. 또한 각각에 대하여 a/d 와 모멘트도

형태의 영향^{3,4,5)}을 살펴보기 위하여 하중 재하 형태를 1점 가력, 2점 가력으로 달리하여 총 8개의 보를 제작하였다. 고성능 콘크리트의 압축강도는 837kg/cm²를 사용하였고, 압축철근은 D10 철근 2개를 일정하게 배근하였다. 보의 단면은 15cm×15cm, 길이는 160cm로 하였다. 이상과 같이 계획된 보의 특성 및 상세는 Table 1과 Fig. 1에 나타나 있다.

Table 1 Properties of test beam

Beams	Arrangement of tensile reinforcement	Tensile reinforcement ratio	Pattern of loading
30-1	3-D13	0.313 ρ_t	1 point loading
50-1	3-D16	0.490 ρ_t	
65-1	2-D19, 1-D16	0.635 ρ_t	
75-1	2-D22, 1-D13	0.740 ρ_t	
30-2	3-D13	0.313 ρ_t	2 point loading
50-2	3-D16	0.490 ρ_t	
65-2	2-D19, 1-D16	0.635 ρ_t	
75-2	2-D22, 1-D13	0.740 ρ_t	

Concrete compressive strength : 837kg/cm²
 Compressive reinforcement : 2-D10
 Clear span length : 140cm
 Shear reinforcement : D10 @60mm

보의 의미는 다음과 같다.

예) 65-2

① ②

① : 인장철근비($\rho=0.635\rho_t$)

② : 2점가력

각 보의 설치 및 가력방법은 Fig. 2에 나타나 있다. 보의 양단에 힌지를 설치하였고, 보 중앙부의 처짐을 측정하기 위하여 LVDT 1개를 설치하였다. 인장철근과 압축철근에 각각의 변형도를 측정하기 위한 게이지를, 콘크리트의 압축변형도를 측정하기 위해서도 압축단에 콘크리트용 게이지를 부착하였다.

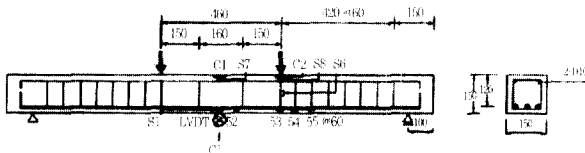


Fig. 1 Details of test beam

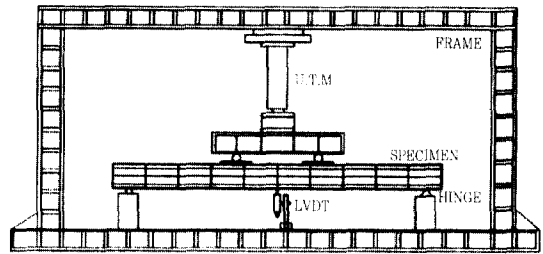


Fig. 2 Test set up of beam

2.2 재료실험

2.2.1 고성능 콘크리트의 배합설계

시험체에 사용된 시멘트는 S사 제품인 제1종 보통 포트랜드 시멘트이다.

굵은 골재는 최대직경이 13mm인 화강암 쇄석을, 잔 골재는 삼교천산 강모래를 사용하였다. 골재는 물로 세척하여 유기 불순물을 제거하였으며, 배합전에는 그늘에서 건조시키고 배합시에는 표면건조상태의 골재로 만들어 사용하였다. 조립을 측정결과 굵은 골재는 6.46, 잔 골재는 2.74를 나타내었다.

고성능 감수제는 낮은 물-시멘트비로 인한 시공성을 개선하기 위한 것으로 나프타린 설편산염계인 Mighty-150을 사용하였다.

또한 고강도의 발현을 위해 입경이 0.1 μ m인 실리카흄을 사용하였다. Table 2는 고성능 콘크리트의 배합설계표이다.

2.2.2 고성능 콘크리트의 재료 실험

고성능 콘크리트의 특성을 알아보기 위하여 $\phi 10 \times 20$ cm의 실린더형 몰드를 사용하여 공시체를 제작한 후 KS F 2405 규정에 따라 재령 28일 강도로 1축 압축강도, 쪼갬 시험법에 의한 인장강도 및 탄성계수 등을 측정하였다. 고성능 콘크리트의 응력도-변형도 곡선은 최대응력에 이르기까지의 거동이 선형적으로 나타나는 경향을 보였다. Table 3에는 고성능 콘크리트의 역학적 특성이 나타나 있다.

2.2.3 철근의 재료 실험

실험에 사용된 철근은 이형철근으로 SD40이다. 철근의 인장강도 실험은 KS B 0802 규정에 따라 실시하였다. Fig. 3에는 실험결과가 나타나 있다.

Table 2 Mix proportion of high performance concrete (unit : kg/m³)

W/(C+S)	S/A	Water	Cement	Sand	Coarse aggregate	Silica fume	Super-plasticizer
27%	39%	169.3	570	629	1026	57	22.8

Table 3 Material properties of high performance concrete

Compressive strength (kg/cm ²)	Split strength (kg/cm ²)	Elastic modulus (kg/cm ²)	Ultimate strain	Slump (cm)	Slump Flow (cm)
836.5	55.5	3.41 × 10 ⁷	0.0038	24.5	63.5

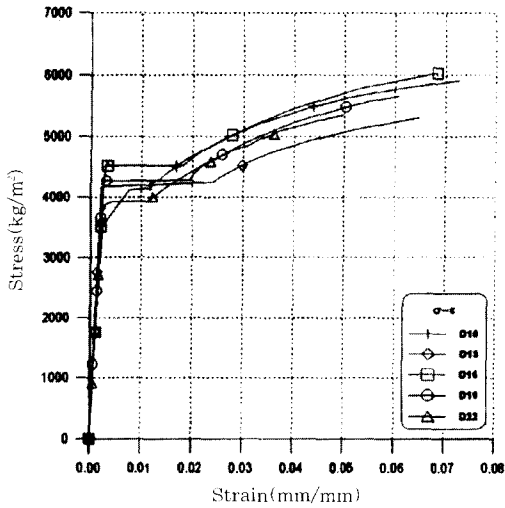


Fig. 3 Stress-Strain curve of reinforcement

3. 실험결과

3.1 하중-처짐 곡선

고성능 철근콘크리트 보의 휨 실험결과 중에서 인장철근비에 따른 하중-처짐 곡선을 Fig. 4에 나타내었다. Fig. 4에 의하면 인장철근비가 증가할수록 최대하중의 크기는 증가하는 반면, 최대처짐의 크기는 감소하는 것을 알 수 있다. 또한, 처짐의 경향이 인장철근비가 증가할수록 취성적인 성질을 나타내고 있음을 알 수 있다.

3.2 모멘트-곡률 관계

고성능 철근콘크리트 보의 휨 실험결과 중에서 각 보의 모멘트-곡률 관계는 Table 4에 나타내었다.

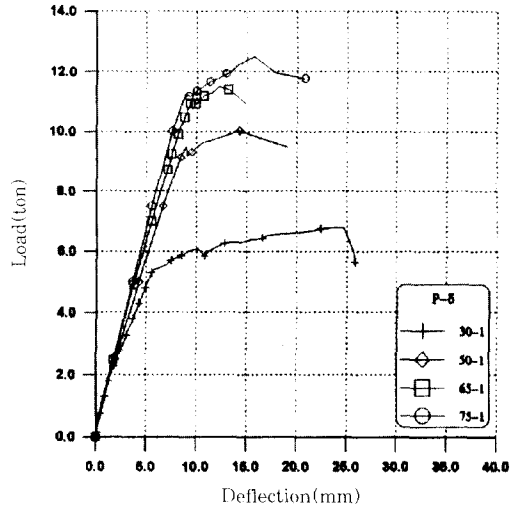


Fig. 4(a) Load-deflection curve of 1 point loading
Specimens Beams

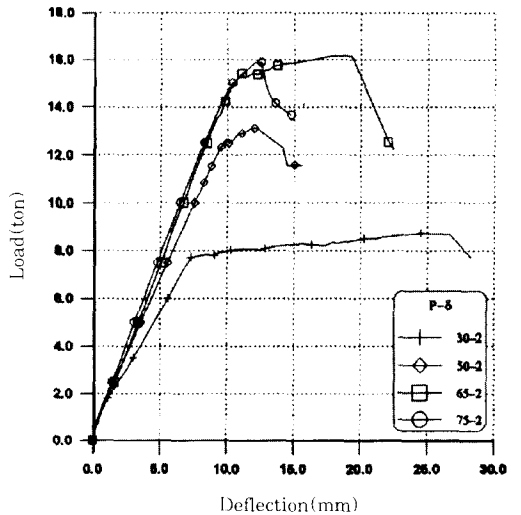


Fig. 4(b) Load-deflection curve of 2 point loading
Specimens Beams

Table 4 Test results of moment & curvature
(moment : t · m, curvature : rad/cm)

Specimen Beams	at yielding		at ultimate		Ductility index ϕ_u / ϕ_y
	M _y	ϕ_y (× 10 ⁻³)	M _u	ϕ_u (× 10 ⁻³)	
30-1	1.89	2.89	2.38	1.92	6.58
50-1	3.32	4.37	3.51	1.69	3.87
65-1	3.85	5.00	4.03	1.56	3.22
75-1	3.90	4.52	4.38	1.65	3.65
30-2	1.84	2.92	2.05	1.82	6.23
50-2	3.03	3.87	3.08	1.27	3.28
65-2	3.63	4.57	3.80	1.53	3.35
75-2	3.60	4.09	3.73	1.30	2.69

4. 분석 및 고찰

4.1 등가응력블록 변수

최대 휨모멘트 산정시 콘크리트의 압축강도가 550kg/cm² 이하에서 사용하도록 정의된 기존의 등가응력블록 변수를 압축강도가 800kg/cm² 이상인 고성능 콘크리트를 사용한 부재의 해석에 그대로 사용할 경우, 많은 해석상의 문제가 발생할 수 있다. 따라서 콘크리트의 압축강도가 550kg/cm² 이상의 경우에 사용할 수 있는 새로운 등가응력블록 변수를 찾아야 한다. 이를 위해 다음의 4가지 제안된 등가응력블록 변수를 이용하여 구한 이론값과 실험값을 비교, 분석하므로써 콘크리트의 실린더 압축강도가 800~900kg/cm² 인 고성능 콘크리트에서 사용할 등가응력블록 변수로 제안하고자 한다.

제안된 4가지 응력블록에는 MacGregor 등¹⁰⁾에 의해 제안된 '고강도 콘크리트 ACI 등가응력블록 수정' (이하 MacGregor 블록이라 칭한다.), CEB-FIP MODEL CODE 1990¹¹⁾, New Zealand code¹²⁾ 및 삼각형 응력블록이 있다.

MacGregor 등에 의해 제안된 식에서 새로운 등가응력블록 변수 α , β 는 다음과 같다.

$$\alpha = 0.85 - f'_c / 8000 \geq 0.725 \text{ (단, } f'_c \text{ 은 kg/cm}^2\text{)}$$

$$\beta = 0.95 - f'_c / 4000 \geq 0.70 \text{ (단, } f'_c \text{ 은 kg/cm}^2\text{)}$$

New Zealand 기준에서 새로운 등가응력블록 변수 α , γ 는 다음과 같다.

Table 5 Comparison of max. moment between experimental results and code equation for the equivalent stress block

Specimen Beams	Exp. (tm)	Exp./ Codes			
		Mac-Gregor block	CEB-FIP CODE	Triangular stress block	New-zealand code
30-1	2.38	1.27	1.30	1.27	1.28
50-1	3.51	1.21	1.25	1.21	1.21
65-1	4.03	1.14	1.20	1.14	1.14
75-1	4.38	1.17	1.22	1.17	1.17
30-2	2.05	1.08	1.11	1.08	1.08
50-2	3.08	1.07	1.09	1.07	1.07
65-2	3.80	1.08	1.12	1.08	1.08
75-2	3.73	0.99	1.04	0.99	0.99
AVE.		1.13	1.17	1.13	1.13

$$\alpha = 0.85 - 0.004(f'_c - 550) / 10 \geq 0.75$$

$$\gamma = 0.85 - 0.008(f'_c - 300) / 10 \geq 0.65$$

여기서, f'_c 은 kg/cm²

삼각형 응력블록은 $1/2 (f'_c \cdot cb)$ 로 구하였다. 여기서, c는 콘크리트의 극한 변형도 0.0038에서 중립축 춤이고 b는 부재의 폭이다.

Table 5에서 알 수 있듯이, 제안된 4가지 등가응력블록을 사용하여 구한 모멘트 비(실험/이론)를 비교한 결과, 삼각형 응력블록을 사용하여 구한 모멘트 비는 MacGregor 블록 및 New Zealand 기준을 이용하여 구한 모멘트 비와 우연히도 일치하게 나타났다. 그러나, MacGregor 블록은 응력블록 설정시 실험결과보다 안전 측면에서 10.8%(실험/계산 = 1.108) 낮은 값을 취하고 있고¹⁰⁾, New Zealand 기준에서도 응력블록을 설정할 때 얼마인지 정확히 언급되어 있지 않으나 실험결과에 대해 안전치를 두고 있음을 알 수 있다¹²⁾. 반면에, 삼각형 응력블록을 이용하여 모멘트를 계산하는 경우는 안전치를 고려하지 않은 것이다. 따라서, 고성능 콘크리트를 사용할 경우 콘크리트 압축응력 계산을 위한 등가응력블록 변수는 MacGregor 블록과 New Zealand 기준을 사용하는 것이 합당하다고 사료된다.

4.2 모멘트-곡률 관계

철근콘크리트 보와 같이 휨에 저항하는 부재의 거동은 임계단면의 모멘트-곡률 관계에 의해 쉽게 표현

Table 6 Comparison of exp. and cal. M- ϕ (moment : t · m, curvature : rad/cm)

	M.			$\phi_c(\times 10^{-4})$			M _u			$\phi_u(\times 10^{-4})$			ϵ_{cu}	Remarks
	Exp	Cal	$\frac{Exp}{Cal}$	Exp	Cal	$\frac{Exp}{Cal}$	Exp	Cal	$\frac{Exp}{Cal}$	Exp	Cal	$\frac{Exp}{Cal}$		
30-1	1.89	1.72	1.10	2.89	2.99	0.97	2.38	1.88	1.27	1.92	1.85	1.04	0.005	휨 파괴
50-1	3.32	2.78	1.19	4.37	3.59	1.22	3.51	2.91	1.21	1.69	1.18	1.43	0.0041	휨 파괴
65-1	3.85	3.44	1.12	5.00	4.02	1.24	4.03	3.52	1.14	1.56	0.91	1.71	0.0041	휨 파괴
75-1	3.90	3.43	1.14	4.52	3.68	1.23	4.38	3.75	1.17	1.65	1.09	1.51	0.005	휨 파괴
30-2	1.84	1.73	1.06	2.92	2.97	0.98	2.05	1.90	1.08	1.82	1.50	1.21	0.0041	휨 파괴
50-2	3.03	2.78	1.09	3.87	3.59	1.08	3.10	2.91	1.07	1.27	1.10	1.15	0.0038	휨-전단 파괴
65-2	3.64	3.46	1.05	4.57	4.02	1.13	3.80	3.52	1.08	1.53	0.91	1.68	0.0039	휨 파괴
75-2	3.60	3.43	1.05	4.09	3.68	1.11	3.73	3.75	0.99	1.10	0.83	1.33	0.0038	휨-전단 파괴
Ave.			1.10			1.12			1.13			1.38	0.0042	

이 된다. 고성능 철근콘크리트 보의 휨 실험을 통해 측정된 모멘트-곡률값과 이론에 의해 구한 모멘트-곡률값을 비교한 표가 Table 6에 표현되어 있다

보의 휨실험 결과 콘크리트의 압축연단과 인장철근, 압축철근의 변형률 분포는 일직선으로 나타나지 않았다. 그래서 곡률의 실험값은 콘크리트의 압축연단 변형도와 인장철근 변형도의 비례관계에 의해 구하였다.

인장철근 항복시의 곡률 ϕ_y 과 모멘트 M_y 의 이론값은 선형탄성이론으로 구하였다. 공시체 압축실험 결과의 콘크리트 극한 변형도와 보의 휨실험 결과의 콘크리트 압축연단의 극한 변형도의 차이에 의해, 극한 휨모멘트는 거의 영향을 받지 않지만 극한 곡률은 차이가 많이 난다. 따라서 모멘트 M_u 의 이론값은 공시체의 압축실험 결과 콘크리트의 극한 변형도와 MacGregor 블록을 사용하여 구하였고, 극한 곡률 ϕ_u 는 보의 휨실험 결과 콘크리트 압축연단의 극한 변형도를 사용하여 다음과 같이 구하였다.

$$\phi_y = \frac{F_y / E_s}{(1-k)d} \quad (1)$$

$$\phi_u = \frac{\epsilon_{cu}}{c} \quad (2)$$

극한 곡률의 실험값과 이론값은 차이가 많이 발생하였다. 이는 철근콘크리트보에서 중립축의 위치는 균열사이에서 변화하고 극한곡률의 실험값은 균열이 이론값에 의한 중립축 위치보다 더 위쪽까지 진전되는 부분에서 나타나기 때문이다. 그리고 균열이 이론에 의한 중립축위로 얼마큼 진전되는지는 이론적으로

구하기 어려우므로 콘크리트 압축연단의 극한 변형도를 적절히 평가하여 실험값과 이론값의 차이를 좁혀야 할것으로 사료된다. 따라서 극한 곡률을 계산할 때 콘크리트의 극한 변형도는 모든 실험결과를 만족하면서 극한곡률을 적절히 평가할 수 있는 평균값으로 $\epsilon_{cu} = 0.0042$ 를 사용하는 것이 바람직하다고 사료된다.

4.3 연성

연성이란 부재가 휨 능력에 큰 감소없이 변형을 일으킬 수 있는 능력으로 표현될 수 있다. 이를 나타낼 수 있는 지수로서 변위 연성지수와 곡률 연성지수가 있다. 변위 연성지수는 식 (3)에 의해 나타내고, 곡률 연성지수는 식 (4)에 의해 표현된다.

$$\mu = \Delta_u / \Delta_y \quad (3)$$

$$\mu = \phi_u / \phi_y \quad (4)$$

- 여기서 Δ_u : 최대하중시의 변위
- Δ_y : 인장철근이 항복시의 변위
- ϕ_u : 최대하중시의 곡률
- ϕ_y : 인장철근이 항복시의 곡률

고성능 철근콘크리트 보의 휨 실험결과에 따른 연성능력을 평가하기 위해 위의 두 가지 연성지수를 비교, 분석하여 Fig. 5에 나타내었다. 곡률 연성지수가 변위 연성지수보다 약 115% 높게 나타났는데, 이는 휨에 저항하는 부재의 경우 변형이 항복이후 소성형지에서 집중되어 일어나기 때문이다. 또한, 본 실험

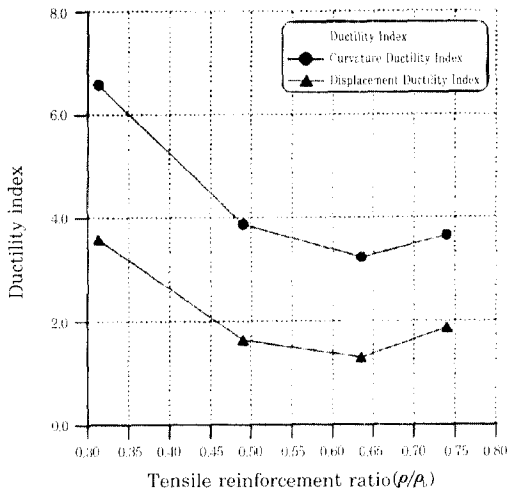


Fig. 5 Comparison of displacement and curvature ductility index for 1 point loading Specimens Beams

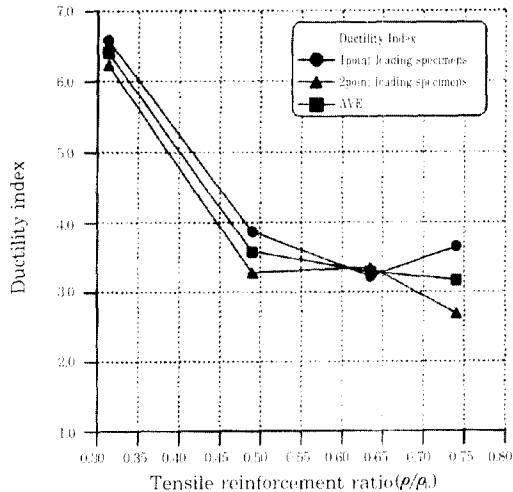


Fig. 6 Curvature ductility index with different reinforcement ratio

결과 곡률 연성지수와 변위 연성지수는 비슷한 경향을 보여주고 있다.

인장철근비는 철근콘크리트 보 부재의 연성에 가장 큰 영향을 미치는 요소이다. 인장철근비에 따른 실험변수별 곡률 연성지수를 Fig. 6에 표현하였다.

Fig. 6을 살펴보면 인장철근비가 증가할수록 곡률 연성지수가 감소하는 것을 알 수 있다.

ACI 기준²⁾에서는 휨 부재의 연성과피를 유도하기 위하여 최대 인장철근량을 제한하고 있다. 모든 경우에 대해서 철근비 $\rho-\rho'$ 가 0.75 ρ_a 를 초과해서는 안되

며, 부정정 구조물의 휨 부재가 모멘트 재분배를 하는 경우 $\rho-\rho' \leq 0.50\rho_a$ 일 때 가능하고, 지진구역에서 연성골조의 휨 부재의 경우에는 $\rho \leq 0.025$ 로 낮추어야 한다.

Park와 Ruitong의 논문⁶⁾에서는 복근보 단면의 경우 $\phi_u/\phi_y \geq 2$ 가 되려면 철근비 $\rho-\rho' \leq 0.75\rho_a$ 일 때 가능하며, $\phi_u/\phi_y \geq 4$ 가 되려면 철근비 $\rho-\rho' \leq 0.50\rho_a$ 일 때 가능한 것으로 나타나 있다.

본 실험결과는 고성능 철근콘크리트 보 부재가 정적 하중 상태에서 현재 ACI 기준의 최대철근비 0.75 ρ_a 일 때 허용 곡률연성지수 2 이상을 확보하기 위해서는 $\rho'/\rho \leq 0.30$ 범위에서 $\rho-\rho' = 0.60\rho_a$ 이하의 철근비에서 가능한 것으로 나타났다. 또한 휨 부재의 모멘트 재분배를 위해 현재 기준의 철근비에서 허용하는 곡률 연성지수 4 이상을 확보하기 위해서는 $\rho'/\rho \leq 0.30$ 범위에서 철근비 $\rho-\rho' = 0.33\rho_a$ 이하로 낮추어야 할 것으로 판단된다. 여기서 $\rho'/\rho \leq 0.30$ 범위는 본 실험과 김형만, 고만영, 김용부의 논문²⁾에서 인장철근비 증가에 따른 연성지수 감소율의 경향과 복근비의 증가에 따른 연성지수의 증가율을 고려하여 결정된 것이다.

새로이 제안한 철근비는 고성능 철근콘크리트 보의 휨 실험 결과 중 인장철근비에 따른 연성지수를 직선보간하여 얻은 것으로 ACI 기준에서 채택한 철근비 $\rho-\rho' = 0.75\rho_a$ 와 0.50 ρ_a 에 각각 약 80%와 66%에 해당하는 값이다.

하중재하 형태(1점 가력, 2점 가력)를 달리했을 때의 연성능력을 알아보기 위한 실험결과, 하중재하 형태에 의한 연성능력은 비슷한 경향으로 나타났고 1점 가력했을때가 2점 가력했을때보다 약 10% 크게 나타남을 알 수 있었다.(Fig. 6 참조)

5. 결 론

콘크리트 실린더 압축강도가 800~900kg/cm², 슬럼프 20~25cm, 슬럼프 플로우 60~70cm인 고성능 철근콘크리트 보 부재의 휨실험 결과 얻은 결론은 다음과 같다.

1. 고성능 콘크리트는 일반강도 콘크리트에 비해 취성적인 거동을 하였다. 따라서, 고성능 콘크리트를 사용한 부재는 연성을 확보하기 위하여 보강이 필

요한 것으로 판단된다.

2. 고성능 콘크리트의 등가응력블록 변수는 MacGregor 등에 의해 제안된 '고강도 콘크리트 ACI 등가응력블록 수정'이나 New Zealand 규준을 사용할 수 있는 것으로 나타났다.
3. 고성능 철근콘크리트 보 부재의 극한곡률을 구할 때는 $\epsilon_{cu}=0.0042$ 의 값을 사용하는 것이 바람직하다고 사료된다.
4. 고성능 철근콘크리트 보 부재가 정적하중 상태에서 ACI 규준의 최대 철근비에서 허용하는 2 이상의 연성지수 확보는 $\rho'/\rho \leq 0.30$ 범위에서 $\rho-\rho' = 0.60\rho_0$ 이하의 철근비에서 가능한 것으로 나타났다. 또한 휨 부재의 모멘트 재분배를 위해 현재 규준의 철근비에서 허용하는 4 이상의 연성지수 확보는 $\rho'/\rho \leq 0.30$ 범위에서 철근비를 $\rho-\rho' = 0.33\rho_0$ 이하로 낮추어야 할 것으로 판단된다.

참고 문헌

1. 유석형, 안종문, 이광수, 신성우, "고강도 철근 콘크리트 보의 휨 설계 및 연성능력," 콘크리트 학회지, 제8권, 6호, 1996. 12, pp. 141-149
2. 김형만, 고만영, 김용부, "고성능 철근콘크리트 보의 휨 거동에 대한 실험적 연구," 대한건축학회논문집, 제13권, 4호, 1997. 4, pp. 381-388
3. P. Srinivasa Rao, P. R. Kannan, and B. V. Subrahmanyam, "Influence of Span Length and

- Application of Load on the Rotation Capacity of Plastic Hinges," ACI Journal, June, 1971, pp. 468-471
4. Park, R., and Pauley, T., "Ultimate Deformation and Ductility of Members with Flexure," Reinforced Concrete Structures, John Wiley & Sons Inc., 1975, pp. 195-269
5. S. K. Kaushik, L. N. Ramamurthy, and C. B. Kukreja, "Plasticity in Reinforced Concrete Continuous Beams with Parabolic Soffits," ACI Journal, Vol. 77, Sep.-Oct., 1980, pp. 369-377
6. Park, R., and Ruitong, D., "Ductility of Doubly Reinforced Concrete Beam Sections," ACI Structural Journal, March-April, 1988, pp. 217-225
7. ACI Committee 318, "Design for Flexure," ACI 318-95, 1995.
8. B. V. Rangan and R. F. Warner, "Applications of High-Strength Concrete (HSC)," Large Concrete Buildings, Longman Group Limited, 1996, pp. 158-182
9. Comite Euro-International du Beton, "Verification of the Ultimate Limit States," CEB-FIP MODEL CODE 1990, 1991.
10. Ibrahim, H. H. H., and MacGregor, J. G., "Modification of the ACI Rectangular Stress Block for High-Strength Concrete," ACI Structural Journal, Vol. 94, No. 1, January-February, 1997, pp. 40-48

요 약

본 연구는 고성능 철근콘크리트 보의 연성능력에 관한 실험이다. 실험변수로는 인장철근비(ρ)와 하중재하형태(1점가력과 2점가력)가 있다. 콘크리트의 실린더 압축강도가 800~900kg/cm², 슬럼프 20~25cm 및 슬럼프 플로우가 60~70cm인 고성능 철근콘크리트 보의 휨 실험 결과, 고성능 콘크리트는 일반강도 콘크리트보다 취성적인 성질을 나타냈으며, 이러한 성질은 고성능 콘크리트의 연성능력을 감소시켰다. 고성능 철근콘크리트보의 경우 등가응력블록 변수는 MacGregor 블록이나 New Zealand 규준을 사용하는 것이 바람직하다. 또한, 극한 곡률을 구할때는 $\epsilon_{cu}=0.0042$ 의 값을 사용하는 것이 타당하다고 사료된다. 고성능 철근콘크리트 보의 경우, 현재 ACI 규준의 철근비에서 허용하는 2 및 4 이상의 연성지수 확보는 각각 $\rho'/\rho \leq 0.30$ 범위에서 정적하중 상태의 경우 철근비가 $\rho-\rho' = 0.60\rho_0$ 이하에서 가능하고 휨 부재의 모멘트 재분배를 위한 경우는 철근비를 $\rho-\rho' = 0.33\rho_0$ 이하로 낮추어야 할 것으로 판단된다.

(접수일자 : 1998. 1. 3)