



## 유럽과 국내기준에 규정된 취성파괴 방지를 위한 휨 최소철근량 고찰

박성재<sup>1)</sup> · 강태성<sup>2)</sup> · 문도영<sup>1)\*</sup>

<sup>1)</sup>경성대학교 토목공학과 <sup>2)</sup>삼표E&C 연구개발팀

## A Study on the Flexural Minimum Reinforcement for Prevention of Brittle Failure Specified in KCI and EN Codes

Sung-Jae Park,<sup>1)</sup> Tae-Sung Kang,<sup>2)</sup> and Do-Young Moon<sup>1)\*</sup>

<sup>1)</sup>Dept. of Civil Engineering, Kyungsung University, Busan 608-736, Korea

<sup>2)</sup>SAMPYO Construction & Engineering Co., Ltd., Seoul 110-733, Korea

**ABSTRACT** In the design of reinforced rectangular concrete beam structure, the minimum amount of flexural reinforcement is required to avoid brittle failure. KCI code is based on concept of ultimate strength and usually used as a model code. But bridge design code enacted by Ministry of land, transportation and maritime affairs in 2012 is based on concept of limit state and similar to Euro code EN 1992-2. This means that the minimum reinforcement presented in both design codes has different origination and safety margin. When rectangular concrete beams with minimum reinforcement are designed according to EN and KCI codes, the amount of minimum reinforcement specified in EN code is only 76% of that in KCI code. This makes the design engineers to be confused. In this study, flexural tests were conducted on nine beams with the two different minimum reinforcement specified in KCI and EN design codes. In results, the measured ratios of nominal strength to crack strength from the test were about 25% greater than those evaluated from the equations presented in KCI and EN codes. The EN beams having only 76% of the minimum reinforcement for the KCI beams were fractured by rupture of steel reinforcement but in ductile manner. It is confirmed that the minimum reinforcement concrete beams designed according to both codes have enough safety margin in flexural capacity and moreover in ductility.

**Keywords** : minimum reinforcement, flexural capacity, ductility index, fracture energy

### 1. 서 론

철근콘크리트 휨 부재는 연성파괴를 유도하도록 설계되어지는 것이 일반적인 설계방법이다. 연성파괴 유도를 위하여 현재의 설계기준들에서는 철근비의 하한치를 제한하고 있다.<sup>1-5)</sup> 철근콘크리트 부재에 휨 균열이 발생하기 이전에는 외력을 철근과 콘크리트가 동시에 저항하지만, 휨 균열이 발생한 이후에는 콘크리트의 인장내력이 급격하게 감소하고, 주로 철근이 인장력을 저항한다. 철근콘크리트 부재에 배근된 주인장철근의 양이 매우 적게 배근된 경우에는 휨 균열이 발생함과 동시에 철근이 항복하게 되며, 급작스럽게 파괴되는 취성적인 거동을 나타내게 된다. 따라서 급작스런 파괴를 피하며, 파괴되기 전 충분한 연성거동을 보장하기 위함과 외력에 대하여 충분한 저항을 보장하기 위하여 최소철근량이 필요하다.<sup>6)</sup>

Yoo and Her<sup>2)</sup>의 실험에서는 크기효과를 초점에 두어 정적 휨 실험을 실시하고, 크기효과를 고려할 수 있는 새로운 최소철근비 식을 제안하였다. 또한 Bruckner and Eligenhausen<sup>3)</sup>의 실험에서도 실험체의 높이를 변수로 실험하고 최소철근비 식을 제안하였다. 한편, Subramanians<sup>4)</sup>는 미국, 유럽 및 뉴질랜드의 시방서에 제시된 최소철근비 모델을 상호 비교하고 고찰함으로써 자국의 설계기준의 문제점을 도출하였다. 최소철근량의 감소가 구조물의 거동과 구조적 안전성과 밀접한 관련이 있다는 점을 감안할 때, 매우 신중한 접근과 검토가 필요한 사항임에도 국내의 경우 이에 대한 실험적, 해석적 연구가 매우 제한적이다.

콘크리트구조기준<sup>7)</sup>은 강도설계법을 기준으로 설계하도록 하고 있으나, 2012년에 개정된 도로교설계기준에서는 한계상태설계법을 기준으로 하고 있어 각 기준마다 다른 최소철근량을 제시하고 있다. 따라서 기술자가 적용하는 시방에 따라 동일한 하중 조건에서도 최소철근량이 달라질 수 있다.

설계기술의 발전과 더불어 철근의 고강도화로 인하여

\*Corresponding author E-mail : dymoon@ks.ac.kr

Received December 9, 2013, Revised March 12, 2014,

Accepted March 28, 2014

©2014 by Korea Concrete Institute

최소철근량은 더욱 감소하는 추세에 있다. 그러나 최소 철근량의 감소로 인해 콘크리트가 거동을 지배하게 되기 때문에 거동에 대한 불확실성은 더욱 증가한다.

이 논문에서는 콘크리트구조기준의 최소철근비 모델과 도로교설계기준과 동일한 EN 1992-2<sup>8)</sup>에서 제시하고 있는 최소철근비 모델을 직사각형 단면의 보에 적용하고 균열강도에 대한 공칭강도의 비를 분석하였다. 이 논문에서 고찰하는 최소철근비 모델은 극한한계상태에서 취성파괴를 방지하기 위한 최소한의 휨모멘트강도의 모델이다. 또한 고강도의 철근을 갖는 최소철근비 직사각형 보를 제작하고 휨 파괴실험을 실시하여 파괴까지의 보의 휨 거동을 고찰하였다. 콘크리트 강도, 철근의 항복강도 등을 실험변수로 하는 직사각형 휨 부재 9개를 제작하여 정적 휨 실험을 실시하였다. 실험 결과를 균열강도에 대한 공칭강도의 비, 초기균열강도, 변위연성도 등에 대하여 분석함으로써 각 기준에서 제시하고 있는 서로 다른 최소철근량으로 보강된 보의 구조적 건전성을 검토하였다.

2장에서는 각 기준의 직사각형 단면의 최소철근량 식을 고찰하고, 3장에서는 실험체의 설계와 실험방법을 설명하였다. 4장에서는 실험 결과를 토대로 파괴모드, 하중-변위곡선, 연성도와 파괴에서지에 대하여 분석하였으며, 결론은 5장에 제시하였다.

## 2. 단철근 직사각형 보의 최소철근비 분석

이 장에서는 이 연구에서 제작되고 실험하게 될 단철근 직사각형 보를 가정하여 국내 콘크리트구조기준<sup>7)</sup>과 EN 1992-2<sup>8)</sup>에서 제시하고 있는 최소철근비 모델을 공칭강도( $M_n$ )와 균열강도( $M_{cr}$ )과의 비로 분석하였다.

### 2.1 콘크리트구조기준

콘크리트구조기준<sup>7)</sup>에서는 인장철근 보강이 요구되는 휨 부재와 모든 단면의 최소철근량에 대하여 식 (1)과 같이 규정하고 있다. 식 (1)에서  $b_w$ 는 T형보의 경우 웹부분의 폭을 의미하며, 이 연구에서 사용하는 실험체는 직사각형 단면이므로 보의 폭  $b$ 와 같다. 폭이  $b$ 이며, 높이가  $h$ 인 직사각형 보의 단면계수를 고려하고 유효깊이  $d=0.9h$ 로 가정하면 식 (1)은 식 (2)와 같이 정리할 수 있다. 식 (2)를 공칭휨강도( $M_n$ )와 휨 균열모멘트 식 (3)에 대하여 계수를 정리하면 식 (4)와 같이 정리될 수 있다. 식 (3)의  $\lambda$ 는 경량콘크리트 계수를 의미하며, 보통 중량골재 콘크리트는 1.0을 사용한다. 결과적으로, 단철근 직사각형 보의 최소철근비는 상기 가정에 근거할 때, 초기 균열강도의 1.93배의 공칭휨강도를 갖는 것을 알 수 있다.

$$A_{s,\min} = \frac{0.25\sqrt{f_{ck}}}{f_y} b_w d \geq \frac{1.4}{f_y} b_w d \quad (1)$$

$$A_{s,\min} f_y d = 1.5 \sqrt{f_{ck}} \frac{b(0.9h)^2}{6} \quad (2)$$

$$M_{cr} = 0.63\lambda \sqrt{f_{ck}} \frac{bh^2}{6} \quad (3)$$

$$M_n = 1.93M_{cr} \quad (4)$$

### 2.2 EN 1992-2

EN 1992-2에서는 한계상태설계법을 기준으로 하고 있으며, EN 1992-2의 9장에서 철근콘크리트 일반구조 휨부재의 최소철근량에 대하여 식 (5)와 같이 규정하고 있다. 여기서,  $f_{ctm}$ 은 콘크리트 평균인장강도 의미하며,  $f_{yk}$ 은 철근의 항복강도를 의미하고,  $b_t$ 는 인장 축의 폭을 의미한다. 폭이  $b_t$ 이며, 높이가  $h$ 인 직사각형 보의 단면계수를 고려하여  $d=0.9h$ 로 가정하여 식 (5)을 정리하면 식 (6)과 같이 정리된다. 식 (6)을 공칭휨강도와 휨 균열모멘트 식 (7) 대하여 계수를 정리하면 식 (8)이 얻어진다. 동일한 조건의 단철근 직사각형보의 최소철근비 분석 결과, EN 1992-2에 제시된 균열강도와 공칭강도의 비는 1.26임을 알 수 있다.

$$A_{s,\min} = \frac{0.26f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \geq 0.0013b_t d \quad (5)$$

$$A_{s,\min} f_{yk} d = 1.56f_{ctm} \frac{b_t(0.9h)^2}{6} \quad (6)$$

$$M_{cr} = f_{ctm} \frac{b_w h^2}{6} \quad (7)$$

$$M_n = 1.26M_{cr} \quad (8)$$

### 2.3 콘크리트구조기준과 EN 1992-2의 비교

상기 식 (4)와 (8)에서 휨 균열모멘트의 계수인 1.93과 1.26은 직사각형 단면에서 취성파괴를 방지하기 위하여 각 기준에서 고려하고 있는 “안전계수”라 할 수 있다. 이에 따라 규정하고 있는 최소철근량도 상당한 차이를 나타낸다. 최소철근량이 다른 또 하나의 이유는 콘크리트의 휨 균열강도의 예측에서 기인한다. 콘크리트구조기준의 경우  $0.63\lambda\sqrt{f_{ck}}$ 로 계산된다. 반면, EN 1992-2는  $f_{ctm}$ 을 사용하며, 콘크리트 설계강도 55 MPa을 기준으로 식 (9)와 식 (10)로 계산된다. 또한, 부재의 두께가 600 mm 이상일 경우 식 (9)와 (10)을 그대로 사용하도록 하고 있으나, 600 mm 이하일 경우 식 (11)로 계산하도록 하고 있다.

Fig. 1은 콘크리트 설계강도와 실험체의 높이(0.3 m)를 고려하여 각 기준의 콘크리트 휨 균열강도의 차이를 나타내고 있다. 콘크리트구조기준의 휨 균열강도가 EN

1992-2에 비해 평균적으로 약 10% 더 작게 휨 균열강도를 평가하고 있는 것을 확인 할 수 있다. 또한 이와 같은 경향은 고강도 콘크리트일수록 심화되는 것으로 확인되었다.

$$f_{ctm} = 0.3(f_{ck})^{(2/3)} \quad (f_{ck} \leq 55MPa) \quad (9)$$

$$f_{ctm} = 2.12\ln\left(1 + \left(\frac{f_{ck} + 8}{10}\right)\right) \quad (f_{ck} > 55MPa) \quad (10)$$

$$f_{ctm} = [1.6 - (h/1000)]f_{ctm} \quad (h \leq 600mm) \quad (11)$$

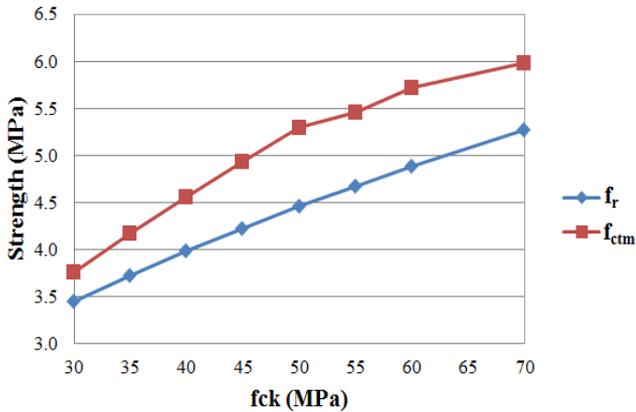


Fig. 1 Comparisons of concrete rupture modulus

Table 1 Experimental plan

Specimens	$f_{ck}$ (MPa)	$f_y$ (MPa)	$A_{s,min}$ (mm <sup>2</sup> )	$A_{s,use}$ (mm <sup>2</sup> )	$\rho/\rho_b$	$A_s'$ (mm <sup>2</sup> )	Shear reinforcement	$M_n$ (kN · m)	$P_n$ (kN)
KCI-45-400	45	400	335.4	324.7 2-D13,1-D10	0.10	142.6 2-D10	D10@150	31.8	56.5
EN-45-400									
KCI-45-500		500	268.3	253.4 2-D13	0.10			31.0	55.1
EN-45-500								203.8	142.6 2-D10
KCI-60-400	60	400	387.3	397.2 2-D16	0.10			29.3	52.1
EN-60-400									
KCI-60-500		500	309.8	324.7 2-D13,1-D10	0.11			39.8	70.8
EN-60-500									
EN-60-600		600	197.6	198.6 1-D16	0.09	29.4	52.2		

Note) KCI-45-400 : KCI (design code : KCI, EN) - 45 (design strength of concrete : 45, 60) - 400 (yield strength of steel : 400, 500, 600)

### 3. 실험

#### 3.1 실험변수

실험변수는 Table 1과 같다. 콘크리트 설계강도, 철근의 항복강도를 변수로 하였으며, 콘크리트구조기준의 최소철근량을 갖는 실험체(KCI series), EN 1992-2의 최소철근량을 갖는 실험체(EN series)로 구분하였다.

#### 3.2 실험체

실험체는 폭  $b=320$  mm, 높이  $h=300$  mm, 유효깊이  $d=250$  mm, 실험체의 총 길이  $L=3000$  mm이며, 실험체의 순지간은 2600 mm이다.

최소철근량은 각 설계기준에 따라 결정하였다. 소요철근량과 근사하도록 설계하였으며, Table 1에 정리하였다. 일부 실험체에서는 실제 배근량이 최소철근량 보다 근사하게 크지만 일부 실험체의 경우 실제 배근량이 크게 적은 것으로 확인할 수 있다. 실제 설계에서는 기준에서 정하고 있는 최소철근량 보다 적은양의 철근이 배근되어서는 안된다. 그러나 이 연구에서는 이를 허용하였다. 첫 번째 이유는 규정에서 정하고 있는 철근량 보다 더 적은 최악조건에서의 보의 거동을 관찰하는 것이 필요하다고 판단하였기 때문이며, 두 번째는 직경 10 mm 이하의 소구경 철근을 구할 수 없는 현실적인 여건상의 어려움 때문이었다.

이 연구에서는 압축철근은 철근배근을 위하여 모든 실험체에 SD400 직경 10 mm의 철근 두 개를 배치하였다. 또한 전단에 의한 파괴를 방지하기 위하여 SD400 직경 10 mm의 스티럽을 150 mm간격으로 보강하였다.

실험에 사용된 콘크리트의 배합표는 Table 2와 같다. 압축강도는 KS F 2405에 의하여 측정하였으며, 측정 결과는 Table 3에 나타내었다. 28일 압축강도 결과는 설계강도 45 MPa의 경우 45.7 MPa, 설계강도 60 MPa의 경우 68.2 MPa로 충분한 설계강도가 발현되는 것을 확인하였다.

### 3.3 실험방법

하중재하는 Fig. 2~3과 같이 등모멘트 구간을 확보하기 위하여 전단지간비(a/d)를 4.5로 고정하여 지점에서 1125 mm 이격된 위치에 100 kN 용량의 액추에이터를 이용하여 4점 재하하였다. 하중재하 속도는 2 mm/min의 속도로 하중을 재하 하였으며, 철근의 파단으로 인한 하중의 급격한 감소를 파괴로 정의하고 이때까지 가력하였다.

Table 2 Mix proportions of concrete

Design strength (MPa)	W/B (%)	S/a	Weight per unit volume of concrete (kg/m <sup>3</sup> )						
			W	C	S/P	B	S	G	AD
45	35.7	48	150	420	-	420	864	939	4.2
60	28.0	47	150	399	171	570	781	884	5.7

Table 3 Compressive strength results

Design strength (MPa)	Average compressive strength (MPa)				
	18 hrs	1 day	3 days	7 days	28 days
45	28.9	32.2	37.6	46.5	45.7
60	48.0	50.4	-	58.3	68.2

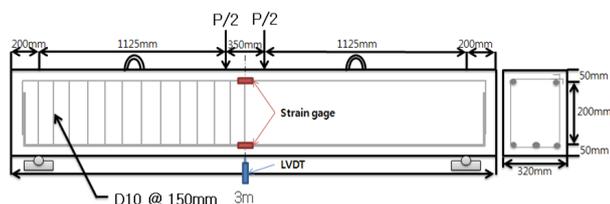


Fig. 2 Reinforcement detail and loading scheme



Fig. 3 Test scene

보의 처짐을 측정하기 위하여 실험체의 중앙부 양측에 LVDT를 설치하여 처짐을 측정하였다. 철근의 변형률은 실험체의 타설 전 인장철근과 압축철근의 중심에 변형률 게이지를 부착하여 변형률을 측정하였다.

하중재하 시 액추에이터에 설치된 로드셀에서의 하중 값, LVDT로부터 측정된 처짐 값과 변형률게이지로부터 측정된 변형률 값들을 데이터로거인 TDS-302로 받아들여 컴퓨터를 이용하여 정리하였다.

## 4. 실험 결과 및 분석

### 4.1 균열하중

이 장에서는 초기균열하중에 대하여 검토하였다. 초기 균열하중의 측정은 실험체의 양 측면에서 육안으로 균열이 발견되는 시점에 하중 값을 읽어 내었다.

전반적으로 EN시험체의 초기균열하중이 KCI시험체에 비하여 작은 것으로 나타났다. 이와 같은 차이는 철근 보강량의 차이가 크기 때문에 이로 인한 강성차가 원인인 것으로 이해될 수 있다.

Fig. 4는 예상 균열하중과 실제 실험 결과를 비교한 결과로써, KCI 실험체 균열하중의 경우 실험 결과와 해석 결과의 결정계수  $r^2$ 이 0.94로 거의 일치하는 것으로 나타났다. 반면 EN 실험체의 경우 결정계수  $r^2$ 이 0.55로 해석 결과와 실험 결과의 차이가 큰 것으로 나타났다.

콘크리트구조기준의 콘크리트 균열강도 예측이 비교적 근사한 반면, EN 1992-2에 제시된 균열강도는 콘크리트의 휨 균열강도를 과대평가하는 것으로 나타났다. 콘크리트 설계강도가 45 MPa의 경우 실제 균열강도에 비해 평균 45~60% 과대평가하는 것을 확인할 수 있으며, 60 MPa의 경우 평균 20~80%로 과대평가하며, 시험체 마다 큰 변동을 보이는 것으로 나타났다.

결론적으로 EN과 국내기준의 최소철근비 규정을 비교하면, EN의 균열강도와 공칭강도의 비가 1.26으로 국내기준의 균열강도와 공칭강도의 비 1.96에 65%에 불과하지만, 콘크리트의 휨균열강도를 상당히 과대평가함으로써 이를 보상하고 있음을 알 수 있다.

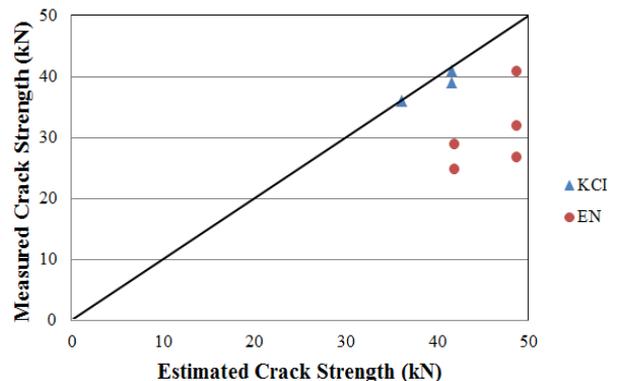


Fig. 4 Comparison of initial crack loads for KCI and EN series

## 4.2 안전계수

이 장에서는 2.3장에서 언급한 안전계수 즉, 균열강도에 대한 공칭강도의 비( $M_n/M_{cr}$ )에 대하여 검토하였다. 설계와 실험의 안전계수 비교를 위하여 인장철근의 항복 시점의 하중과 균열하중의 비 즉, “안전계수” 결과를 Table 4에 나타내었다.

2.1장 이론적인 식의 분석 결과에서 KCI의 안전계수를 1.93으로 산정하였으나, 이 연구에서 제작된 실험체의 크기를 고려하여 유효깊이  $d$ 를  $0.83h$ 로 계산하면 안전계수는 1.64가 된다. 실험 결과에서 측정된 항복하중을 균열하중으로 나누어 안전계수를 산정하여 보면, KCI의 경우 1.64에 비해 평균 약 28%, EN의 경우 1.26에 비해 평균 약 26% 크게 나타났다.

이와 같이 실험의 안전계수가 설계의 안전계수보다 큰 원인은, 첫 번째 철근의 실제 항복강도가 설계에 사용하는 항복강도에 비하여 충분히 크기 때문이며, 두 번째는 각 기준에서 휨 균열강도 예측모델이 실제 휨 강도를 과대평가하기 때문이다.

결과적으로 안전계수 측면에서 실험 결과가 설계시의 도했던 안전계수보다 충분한 안전성을 확보하고 있는 것으로 확인되었다.

## 4.3 파괴모드

이 장에서는 실험체들의 파괴모드에 대하여 검토하였으며, 각 실험체의 파괴모드는 Table 4에 정리하였다.

파괴모드는 두 가지의 파괴모드로 분류 할 수 있다. Fig. 5와 같이 최대하중이후 하중이 증가하며 균열의 개수가 증가하고 수직균열의 높이 및 폭이 증가하다가 상부 콘크리트의 압괴가 일어나며 파괴되는 전형적인 휨 압괴파괴(crushing)와 최대하중이후 하중이 증가하는 과정에서 철근이 파단되며 급격하게 하중 감소가 일어나 파괴되는 철근파단파괴(rupture)로 구분할 수 있다. 또한

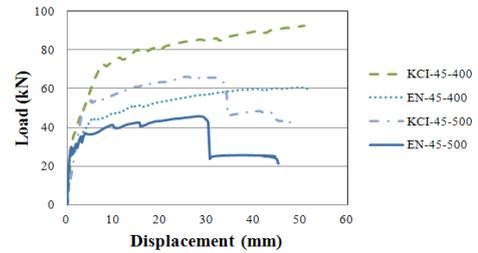
철근파단파괴에서도 철근이 하나일 때 철근이 파단과 동시에 실험체가 파괴되는 경우와 철근이 두 개 이상일 때 한 개의 철근이 파단된 후 다른 철근이 저항하여 변위가 증가하다가 다른 철근이 파단되었을 때 파괴되는 경우로 구분 할 수 있었다.

## 4.4 하중-변위 곡선

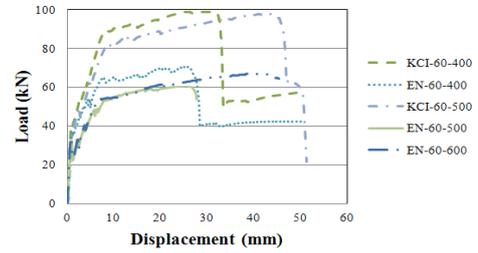
이 장에서는 하중-변위곡선에 대하여 검토하였다. Fig. 6



Fig. 5 Crushing failure mode for specimen EN-45-400



(a) 45 MPa series



(b) 60 MPa series

Fig. 6 Load-displacement curve

Table 4 Summary of test results

Specimens	Measured					Estimated		Peak load (measured)/ peak load (estimated)	Yield load (measured)/ crack load (measured)	Failure modes
	Initial crack	Yield of reinforcement		Peak load		Nominal strength				
		Load (kN)	Load (kN)	Displacement (mm)	Load (kN)	Displacement (mm)	Crack load (kN)			
KCI-45-400	36.0	72.8	6.9	93.2	50.7	36.1	56.5	1.65	2.02	Crushing
EN-45-400	25.0	45.1	5.3	60.1	39.8	41.8	34.9	1.72	1.80	Crushing
KCI-45-500	36.0	45.2	2.9	65.9	25.1	36.1	55.1	1.20	1.26	Rupture
EN-45-500	29.0	36.9	3.5	45.8	27.7	41.8	31.3	1.46	1.27	Rupture
KCI-60-400	41.0	89.5	6.8	98.9	27.8	41.6	52.1	1.90	2.18	Rupture
EN-60-400	41.0	65.1	7.5	70.5	25.5	48.6	44.5	1.58	1.59	Rupture
KCI-60-500	39.0	81.3	7.2	98.3	41.6	41.6	70.8	1.39	2.08	Rupture
EN-60-500	32.0	47.1	5.4	60.7	25.2	48.6	43.6	1.39	1.47	Rupture
EN-60-600	27.0	47.9	5.3	67.2	38.4	48.6	52.2	1.29	1.77	Rupture

은 각 콘크리트 설계강도 그룹의 하중-변위 곡선을 나타내고 있다.

최초 하중 재하부터 초기 균열발생시 까지 비교적 큰 강성으로 하중이 증가하였다. 균열의 발생이후 강성이 감소하며, 철근의 항복까지 하중이 증가하였다. 철근의 항복시점 이후 파괴 시까지는 낮은 강성으로 변위가 크게 증가되는 연성적인 거동을 나타내었다.

철근파단파괴모드의 실험체들은 변위 30 mm 부근에서 철근이 파단되며 하중이 급격하게 감소하는 것을 확인할 수 있다.

예상 최대하중과 실험 최대하중의 비교 결과는 Table 4에 나타내었다. 철근의 항복강도가 400 MPa의 경우 예상 최대하중에 비해 실험 최대하중이 평균 70% 크게 나타났으며, 500 MPa의 경우 평균 45%, 600 MPa의 경우 30% 크게 나타났다. 고강도 철근을 사용할수록 휨 설계시의 여유 휨강도가 크게 감소하는 것을 확인할 수 있다.

### 4.5 연성도

이 장에서는 연성도에 대하여 검토하였다. 연성지수에 대한 결과는 Table 5에 정리하였다. 상대비교를 위하여 KCI-45-400을 1로 산정하여, 각 연성지수를 나눈 비를 Table 5에 정리하였다. 연성지수는 인장철근의 항복시의 처짐 값( $\Delta y$ )과 최대하중시의 처짐 값( $\Delta u$ )의 비로써 항복시의 처짐은 실험체에서 인장철근의 변형률이 급격하게 증가하는 항복점을 찾아 그에 해당하는 처짐 값을 항복시의 처짐으로 하였다. 최대하중의 처짐 값은 최대강도에 해당하는 처짐을 사용하였다.

Kwon and Yoon<sup>9)</sup>의 연구에서는 일반적으로 구조물의 연성파괴를 유도하기 위한 보통 철근콘크리트 구조물의 최소연성지수를 3으로 제시하였다. Shin et al.<sup>10)</sup>의 연구에서는 지진활동이 높은 지역에서는 고강도 콘크리트 휨부재의 최소연성지수는 3이상 이라고 제시하고 있다. 반면, 과거의 연구자들은 최소연성지수를 4이상으로 제시하여 보수적으로 평가하기도 하였으며,  $\rho \leq 0.75\rho_b$ 일 때,

**Table 5** Ductility index results

Specimen	$\Delta y$ (mm)	$\Delta u$ (mm)	Ductility index ( $\Delta u/\Delta y$ )	Ductility index ratio
KCI-45-400	6.87	50.74	7.46	1.00
EN-45-400	5.28	39.82	7.56	1.01
KCI-45-500	2.90	25.11	8.66	1.16
EN-45-500	3.55	27.67	7.83	1.05
KCI-60-400	6.84	27.77	4.20	0.56
EN-60-400	7.51	25.48	3.40	0.46
KCI-60-500	7.21	41.61	5.86	0.79
EN-60-500	5.39	25.22	4.68	0.63
EN-60-600	5.34	38.41	7.20	0.97

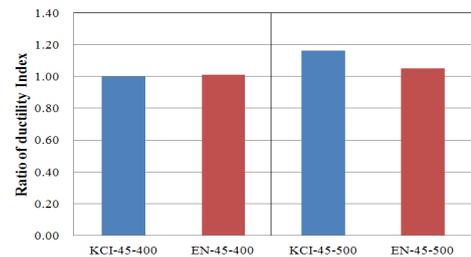
최소연성지수를 2로 제시하였다. 또한 Rashid and Mansur<sup>11)</sup>의 연구에서는 콘크리트 강도가 30 MPa이며, 철근이 일렬배근 되었을 때 최소연성지수는 3으로 제시하였다.

이 논문에서는 최신 연구의 경향을 따라 최소연성지수를 3으로 산정하여 평가하였다. Table 5의 결과 모든 실험체가 최소 연성지수인 3이상의 결과를 나타내는 것을 확인할 수 있다.

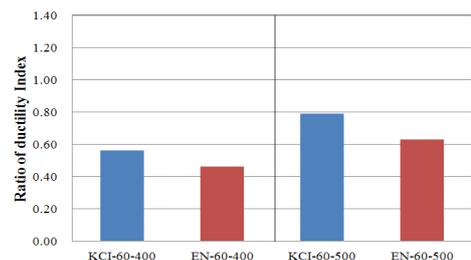
Fig. 7은 콘크리트 강도가 동일할 때 KCI와 EN의 상호 비교 결과를 나타내었다. 콘크리트 설계강도가 45 MPa이며, 철근의 강도가 400 MPa의 경우 외에는 KCI의 연성지수가 EN에 비해 평균 10% 정도 큰 결과를 나타내었다. 이는 KCI로 설계하였을 때 EN에 비해 최소한 10% 더 나은 연성을 기대할 수 있다고 판단된다.

Fig. 8은 콘크리트 강도의 영향을 나타내었다. 모든 기준에서 동일하게 콘크리트 강도가 증가함에 따라 연성지수가 감소하는 것을 확인할 수 있다. 이는 콘크리트 강도가 증가함에 따라 보의 거동이 취성적으로 거동하기 때문이다.<sup>12)</sup> 콘크리트 설계강도가 증가함에 따라 KCI의 경우 약 35%, EN의 경우 약 50%의 연성지수 감소를 나타내었다.

Fig. 9는 연성지수의 인장철근 항복강도의 영향을 나타내었다. 모든 기준에서 동일하게 철근의 항복강도가 증

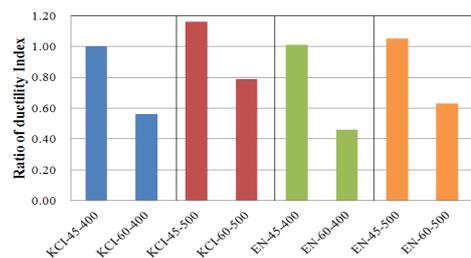


(a) 45 MPa series



(b) 60 MPa series

**Fig. 7** Comparisons of ductility index for KCI and EN series



**Fig. 8** Influence of concrete strength

## 5. 결 론

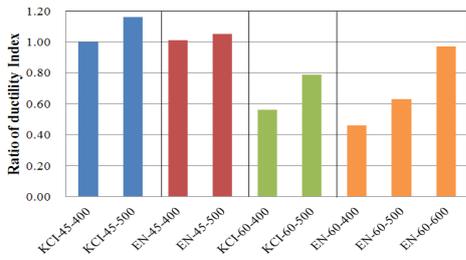


Fig. 9 Influence of yield strength of steel reinforcement

Table 6 The results of fracture energy

Specimen	Fracture energy (kN · mm)	Ratio of fracture energy
KCI-45-400	4088.29	2.00
EN-45-400	2045.45	1.00
KCI-45-500	1389.61	1.24
EN-45-500	1117.39	1.00
KCI-60-400	2429.94	1.56
EN-60-400	1560.56	1.00
KCI-60-500	3580.32	2.75
EN-60-500	1303.96	1.00

가함에 따라 연성지수가 증가하는 것을 확인할 수 있다.<sup>13)</sup> 철근의 항복강도가 증가함에 따라 KCI의 경우 약 20%, EN의 경우 약 10%의 연성지수 증가를 나타내었다.

따라서 EN에 비해 재료의 고강도화에 따라 콘크리트의 강도 증가에 따른 연성지수의 감소가 상대적으로 작고, 철근의 고강도에 따른 연성지수의 증가가 상대적으로 큰 KCI가 더 나은 연성을 기대할 수 있다고 판단된다.

### 4.6 파괴에너지

이 장에서는 파괴에너지에 대하여 검토하였다. Table 6은 파괴에너지 결과를 나타내었다. 하중-변위곡선에서 실험체의 파괴까지의 면적을 계산하여 분석한 결과로서, 범용프로그램을 이용하여 계산하였다. 실험체의 파괴는 하중-변위곡선에서 하중이 급격하게 감소하는 시점을 파괴시점으로 설정하여 파괴에너지를 계산하였다. 각 변수별 상대비교를 위하여 각 변수의 EN의 파괴에너지를 1로 두어 각 KCI의 파괴에너지를 나눈 비로써 평가하였다. EN-60-600의 경우 상대비교 실험체가 없으므로 파괴에너지 분석에서 제외하였다.

같은 조건일 때 KCI의 파괴에너지가 EN에 비해 최소 24%, 최대 175% 큰 결과를 나타내었다. 이는 KCI로 설계하였을 때 EN에 비해 더 나은 파괴에너지를 기대할 수 있다는 것을 의미한다.

이 논문에서는 콘크리트구조기준과 EN 1992-2에서 제시하고 있는 최소철근량을 보강한 9개의 직사각형 휨 부재를 제작하고, 정적 휨 실험을 실시하였다. 실험 결과를 통하여 획득한 결론을 정리하면 다음과 같다.

- 1) 이 연구에서 적용할 단철근 직사각형 보에 대하여 각 기준에서 제시하고 있는 최소철근비 식을 분석한 결과, 균열강도와 공칭강도의 비( $M_n/M_{cr}$ )가 국내기준의 경우 1.93, 유럽기준의 경우 1.26인 것으로 나타났다. 즉, 유럽기준의 비가 국내기준의 비에 대하여 65% 수준임을 알 수 있다. 그러나, 콘크리트의 휨균열강도( $f_r, f_{ctm}$ )의 분석 결과, EN 기준의  $f_{ctm}$ 이 국내기준의  $f_r$ 보다 10% 이상 크게 평가하고 있는 것으로 확인되었다. 따라서, 실제 실험에 사용되는 직사각형 보를 설계한 결과, 최소철근량은 EN기준의 최소철근량이 24% 적은 것으로 나타났다.
- 2) 각 기준에서 제시하고 있는 콘크리트의 휨균열강도에 근거하여 실험체의 초기균열강도를 예측하고 실험 결과와 비교해본 결과, 국내기준의 경우 실험과 거의 유사한 반면, 유럽의 기준은 휨균열강도를 50% 이상 상당히 과대평가하고 있는 것으로 나타났다. 이는 최소철근량을 증가시키는 역할을 하기 때문에 구조적 안전성을 확보하는데 기여하고 있는 것을 알 수 있다.
- 3) 실험 결과로부터 균열강도와 공칭강도의 비를 분석한 결과, 상기 1.93과 1.26보다 약 25% 이상 큰 것으로 나타났다. 이유는 철근의 실제항복강도가 이론적인 항복강도 보다 크기 때문이다.
- 4) 보의 예상 최대하중과 실험 최대하중의 비교 결과에서 두 기준 모드 실제극한강도가 설계극한강도에 비해 상당히 크게 나타났다. 인장철근의 항복강도가 400 MPa의 경우 60%~90%, 500 MPa의 경우 20%~45%, 600 MPa의 경우 29% 크게 나타났다. 고강도 철근을 사용할수록 여유 휨강도가 크게 감소하는 것을 확인할 수 있다.
- 5) 연성도에 대한 결과 KCI와 EN 모두 최소연성지수 3 이상을 만족하는 것으로 분석되었다. 특히, KCI로 설계하였을 때 EN 보다 평균 10% 더 나은 연성을 기대할 수 있으며, 재료의 고강도화에 따라서도 KCI가 더 나은 연성을 기대할 수 있다고 판단된다. 또한 주요한 결론은 60 MPa급 콘크리트를 사용하면 연성지수가 크게 감소하지만, SD600철근의 조합으로 SD400이 보강된 압축강도 45 MPa 콘크리트 보의 연성지수와 거의 동등한 연성지수의 확보가 가능한 것을 확인하였다.
- 6) 파괴에너지에 대한 결과, 동일한 콘크리트 및 철근의 강도에서 KCI의 실험체의 파괴에너지가 EN 실험체에 비하여 24%~175% 크게 나타났다.

## 감사의 글

이 논문은 한국건설교통기술평가원의 건설기술혁신사업 “TBM 핵심 설계·부품기술 및 TBM 터널의 최적 건설기술(과제번호: 10CCTI-B056690-01) - 고성능세그먼트 재료 및 세그먼트 이음부 기술개발”의 일환으로 작성되었습니다.

## References

1. Stephen J, S., Richard, B., and Bijan, K. “Making Sense of Minimum Flexural Reinforcement Requirements for Reinforced Concrete Members,” *PCI Journal*, Vol. 55, Issue 3, 2010, pp. 64-85.
2. Yoo, S. W. and Her, Y., “A Proposal of Minimum Steel Ratio Considering Size Effect for Flexural Reinforced Concrete Member,” *Journal of the Korean Society of Safety*, Vol. 25, No. 6, 2010, pp. 128-136.
3. Bruckner, M. and Eligenhausen, R., “Minimum Reinforcement in RC Beams,” *2nd International PhD Symposium in Civil Engineering*, Budapest, 1998, pp. 1-7.
4. Subramanian, N., “Limiting Reinforcement Ratios for RC Flexural Members,” *The Indian Concrete Journal*, Vol. 84, No. 9, 2010, pp. 71-80.
5. Ahn, Y. S., “An Experimental Study of Flexure of Reinforced Concrete for Minimum Steel Ratio Considering Size Effect,” Doctoral Thesis, Woosuk University, 2010, 47 pp.
6. Bosco, C., Carpinteri, A., and Debernardi, P. G., “Minimum Reinforcement in High-Strength Concrete,” *Journal of Structural Engineering*, Vol. 116, No. 2, 1990, pp. 427-437.
7. Korea Concrete Institute, *Concrete Design Code and Commentary*, Kimoondang Publishing Company, Seoul, Korea, 2012, pp. 116-119.
8. Hendy, C. R. and Smith, D. A., *Designer's Guide to EN 1992-2 Eurocode 2: Design of Concrete Structures, Part 2: Concrete Bridges*, Thomas Telford, Eurocodes Expert, 2007, pp. 276-277.
9. Kwon, S. B. and Yoon, Y. S., “Flexural Behavior of RC Beams Using High-Strength Reinforcement for Ductility Assessment,” *Journal of KOSHAM*, Vol. 2, No. 1, 2002, pp. 119-126.
10. Shin, S. W., Kang, H., Ahn, J. M., and Kim, D. W., “Flexural Capacity of Singly Reinforced Beam with 150 MPa Ultra High-Strength Concrete,” *Indian Journal of Engineering & Materials Sciences*, Vol. 17, No. 6, 2010, pp. 414-426.
11. Rachid, M. A. and Mansur, M. A., “Reinforced High-Strength Concrete Beams in Flexure,” *ACI Structural Journal*, Vol. 102, No. 3, 2005, pp. 462-471.
12. Shin, S. W., Yoo, S. H., An, J. M., and Lee, K. S., “Flexural Design and Ductile Capacity of Reinforced High Strength Concrete Beams,” *Journal of Korea Concrete Institute*, Vol. 8, No. 6, 1996, pp. 141-149.
13. Hong, G. H., “Flexural Performance Evaluation of Reinforced Concrete Beams with High-Strength Concrete and Reinforcing Bars,” *Journal of Architectural Institute of Korea*, Vol. 27, No. 6, 2011, pp. 49-56.

**요 약** 철근콘크리트 직사각형 휨 부재의 설계에서, 최소철근량은 취성파괴를 방지하기 위하여 필요하다. 콘크리트구조기준은 극한강도 설계개념을 기반으로 국내에서 일반적으로 사용되는 모델코드이다. 그러나 국토해양부에서 2012년 제정한 도로교 설계기준은 한계상태설계법을 기반으로 하고 있으며, 유럽의 EN 코드와 유사하다. 따라서, 두 설계기준에서 제시된 최소철근량은 서로 다른 기원과 안전율에 근거한다. 이 연구에서 단철근 직사각형 단면의 실험체에 상기 두 기준을 적용하여 분석한 결과, EN 코드에서 제시된 최소철근량은 KCI 코드에서 제시된 최소철근량의 76%에 불과하며, 이러한 점에서 구조 설계자의 혼란을 야기한다. 이 연구에서는, KCI와 EN 코드에서 제시한 각각의 최소철근량을 보강한 9개의 직사각형 단면의 휨 실험체를 제작하고, 휨 실험을 수행하였다. 결과에서, 모든 실험체에 대하여 실험에서 측정된 공칭강도와 균열강도의 비는 각 설계식으로부터 평가된 공칭강도와 균열강도의 비에 비하여 25% 이상 큰 것으로 나타났다. 국내기준에서 규정하고 있는 최소철근비의 76%가 보강된 EN 보는 보강철근의 파단으로 파괴되었지만 연성적인 파괴거동을 나타내었다. 따라서, 유럽과 국내기준에 의하여 설계된 최소철근비로 보강된 보는 충분한 구조적 안전성과 연성을 보유하고 있는 것으로 확인되었다.

**핵심용어** : 최소철근량, 휨강도, 연성지수, 파괴에너지