Journal of the Korea Institute for Structural Maintenance and Inspection
Vol. 21, No. 6, November 2017, pp.035-043
https://doi.org/10.11112/jksmi.2017.21.6.035

pISSN 2234-6937
eISSN 2287-6979

철근콘크리트 휨부재의 최소철근비에 대한 고찰

최승원[1*]

An Examination of the Minimum Reinforcement Ratio for Reinforced Concrete Flexural Members

Seung-Won Choi[1*]

Abstract: The minimum reinforcement ratio is an important design factor to prevent a brittle failure in RC flexural members. A minimum reinforcement ratio is presented by assuming an effective depth of cross-section and moment arm lever in CDC and KHBDC. In this study, it suggests that a rational method for minimum reinforcement ratio is calculated by material model and force equilibrium. As results, a minimum reinforcement ratio using a p-r curve in KHBDC is evaluated about 52~80% of recent design code's value and it induces an economical design. And also, a ductility capacity in case of placing this minimum reinforcement amount is evaluated about 89% of recent design code's value, but ductility in a member is 7 or more, so it has a sufficient ductility capacity. Therefore, it is judged that a minimum reinforcement ratio using p-r curve has a theoretical rationality, safety and economy in a flexural member design.

Keywords: Minimum reinforcement ratio, CDC, KHBDC, P-r curve, Ductility capacity

1. 서 론

최근 건설 시장의 화두는 급속 시공에 의한 경제성 제고 및 건설 재료의 고성능화에 있다. 일반적으로 토목 구조물의 급속 시공은 프리스트레스 콘크리트 부재를 사용함으로써 가능해 지는데, 프리스트레스 콘크리트 부재는 재료의 고강도화를 기반으로 하고 있다. 이러한 점에서 건설 재료의 고성능화 특히, 고강도화는 급속 시공을 가능하게 하고 이로써 경제성을 향상시킬 수 있다는 점에서 중요하다. 일반적으로 프리스트레스트 콘크리트에는 고강도 콘크리트 및 철근이 사용되고, 최근 일반 철근콘크리트 구조물에도 고강도 콘크리트 및 철근의 사용이 증가하고 있다. 이러한 고강도 재료를 부재 설계에 사용할 경우 단면을 감소시킬 수 있을 뿐만 아니라 철근량 역시 감소시킬 수 있다. 즉, 동일 소요휨강도에 대한 단면 설계시 SD500철근을 사용한 부재는 SD300 철근을 사용한 부재에 비해 40%의 철근량을 감소시킬 수 있다. 특히, 고강도 재료의 사용이 일반화되고 있는 상황에서 최소철근비로 설계되는 부재가 증가할 가능성이 있으므로 최소철근비의 증가는 건설비의 증가로 이어질 수 있다(Kim and Park, 2010).

재료의 고강도화와 더불어 설계 방법의 선진화도 이루어지고 있는데, 최근 도로교설계기준(한계상태설계법)(2012, 이하 KHBDC)에서는 기존의 강도설계법을 탈피하여 한계상태설계법을 반영하였다. 강도설계법은 부재의 강도에 초점을 맞춘 설계법인데 반해, 한계상태설계법은 재료 강도에 기반하고 있다. 그러나 우리 나라에서는 여전히 강도설계법에 기반한 콘크리트구조기준(2012, 이하 CDC)이 동시에 사용되고 있다. 따라서 철근콘크리트 휨부재를 설계할 경우에 각 설계기준에 따라 최소철근량의 차이가 발생할 수 있다.

근본적으로 철근콘크리트 휨부재는 철근의 항복을 전제로 하여 연성 거동을 하도록 설계된다. 이는 휨부재 내에 배치되는 철근량을 조절함으로써 가능한데, 소량의 철근이 배치된 휨부재에서는 휨균열이 발생함과 동시에 철근이 항복하면서 파괴되는 취성 파괴가 발생할 수 있다. 따라서 철근콘크리트 휨부재 설계시에는 이러한 취성 파괴를 방지하기 위한 최소철근량 이상의 철근을 배치함으로써 연성 파괴를 유도하여야 한다. 이에 각 설계 기준에서는 압축 철근의 유무와 관계없이 최소철근비에 대한 규정을 두고 있다. 즉, 휨부재 내에 최소철근량 이상을 배치하여 균열휨모멘트 M_{cr}에 저항하도록 하고

[1]정회원, 조선이공대학교 조교수, 교신저자
***Corresponding author:** swchoi@cst.ac.kr
Department of Civil and Construction, Chosun College of Science & Technology, Gwangju, 61453, Korea
•본 논문에 대한 토의를 2017년 12월 1일까지 학회로 보내주시면 2018년 1월호에 토론결과를 게재하겠습니다.

Copyright Ⓒ 2017 by The Korea Institute for Structural Maintenance and Inspection. This is an Open Access article distributed under the terms of the Creative Commons Attribution Non-Commercial License (http://creativecommons.org/licenses/by-nc/3.0)which permits unrestricted non-commercial use, distribution, and reproduction in any medium, provided the original work is properly cited.

있다(Kim, 2015). 그러나 실제 균열휨모멘트 산정에는 휨인장강도 등을 계산해야 하는 복잡함이 따르므로 CDC와 KHBDC에서는 극한한계상태에서 부재 총높이 $h = 1.2d$, 그리고 모멘트 팔길이 $z = 0.9d$로 가정한 직사각형 단면에 대하여 식 (1)과 같이 최소철근량 $A_{s,\min}$을 제시하고 있다.

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

여기서, f_{ck}는 콘크리트 설계기준압축강도, f_y는 철근의 설계기준항복강도, b_w는 복부 폭이며, d는 유효 깊이이다.

또한, KHBDC에서는 균열 제어가 필요한 경우 식 (2)와 같은 최소철근량을 동시에 고려하고 있고, 유로코드 2(2002, 이하 EC2)에서도 KHBDC에서와 마찬가지로 식 (2)와 같이 사용한계상태에서 휨부재의 최소철근량에 대한 규정을 두고 있다.

$$A_{s,\min} = k_c k A_{ct} \frac{f_{ctm}}{f_s} \tag{2}$$

여기서, k_c는 하중 영향에 의한 균열 발생 직전의 단면 내 응력 분포 상태를 반영하는 계수로서 순수 휨이 작용하는 경우 0.4이고, k는 간접 하중 효과에 의해 부등분포하는 응력의 영향을 반영하는 계수로서 단면 깊이가 300 mm 이하인 경우 1.0이고 , A_{ct}는 첫 균열 발생 직전에 계산된 콘크리트 인장 단면적이며, f_s는 첫 균열 발생 직후의 철근 인장응력으로 일반적으로 항복응력을 사용할 수 있다. f_{ctm}은 콘크리트 인장강도로서 KHBDC에서는 $0.3f_{cm}^{2/3}$이고, f_{cm}은 콘크리트 평균압축강도로서 $f_{ck} + \Delta f$이다. 이때, $f_{ck} < 40\,\mathrm{MPa}$일 때, $\Delta f = 4\,\mathrm{MPa}$, $f_{ck} > 60\,\mathrm{MPa}$이면 $\Delta f = 6\,\mathrm{MPa}$이고, $40 \leq f_{ck} \leq 60\,\mathrm{MPa}$인 경우 Δf는 직선 보간한 값을 사용한다. 또한, EC2에서는 $f_{ck} \leqq 50\,\mathrm{MPa}$일 때 $f_{ctm} = 0.3f_{ck}^{2/3}$이고, 이 외의 경우에는 $f_{ctm} = 2.12\ln(1 + (f_{ck} + 8)/10)$이다. 이상에서 살펴본 바와 같이 사용한계상태에서 휨부재의 최소철근량은 KHBDC와 EC2에서 동일한 방법으로 산정하도록 하고 있으나, 세부적으로 콘크리트 인장강도를 산정하는 방법에 차이가 있어 필연적으로 두 기준 사이의 최소철근량에는 차이가 발생함을 알 수 있다.

한편, 한계상태설계법에 기반한 EC2에서는 극한한계상태에서 철근콘크리트 휨부재의 최소철근량을 다음 식 (3)과 같이 제시하고 있다.

$$A_{s,\min} = 0.26\frac{f_{ctm}}{f_y} b_w d \ \geq \ 0.0013 b_w d \tag{3}$$

이와 같이 CDC, KHBDC 및 EC2에서는 기본적으로 균열 직전의 콘크리트 인장력과 균열 직후 철근 인장력이 같다는 평형 조건과 단면에 대한 적절한 가정을 통해 최소철근량을 제시하고 있다. 또한, KHBDC에서는 휨 및 축력이 작용하는 경우 최소철근량을 식 (4)와 같이 제한하고 있는데, 이 역시 균열 발생 시 휨모멘트와 철근의 최대 인장력이 동일하다는 조건을 통해 산정되었다.

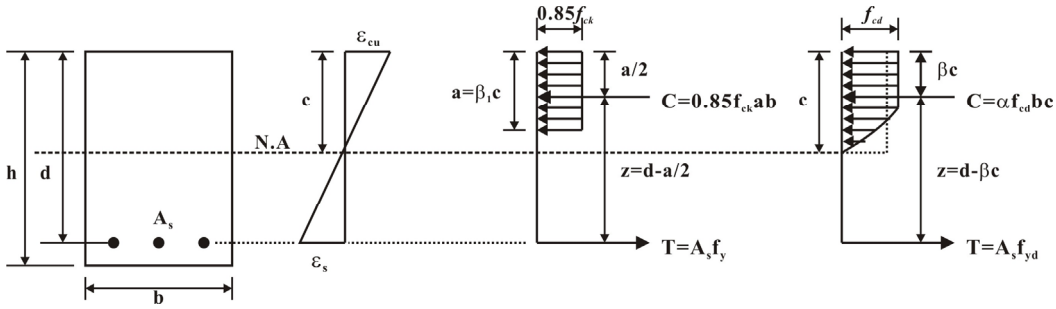
$$A_{s,\min} = \frac{M_{cr}}{z_s f_y} \tag{4}$$

여기서, z_s는 철근만의 내부 팔길이이다.

식 (1)~(4)에서 살펴본 바와 같이 부재에 휨이 단독으로 작용하거나 휨과 축력이 동시에 작용할 경우에도 최소철근량은 부재에 휨균열이 발생할 때 철근이 최대 인장력을 발휘하여 취성 파괴를 방지하는 철근량이라는 근본적인 개념은 동일하다. 즉, 철근콘크리트 휨부재의 최소철근량은 균열휨모멘트와 설계휨강도 M_d가 동일하게 되는 철근량이라는 이론적인 접근이 가능하고, 설계휨강도와 균열휨모멘트를 적절하게 산정하면 최소철근비 역시 합리적으로 산정할 수 있다. 이러한 점을 고려할 때, 한계상태설계법에 기반한 KHBDC에서는 콘크리트 및 철근의 재료 모델을 제시하고 있으므로, 이러한 재료 모델을 바탕으로 한 힘의 평형 관계로부터 설계휨강도를 산정하고, 이 설계휨강도가 균열휨모멘트와 동일하게 되는 철근량을 최소철근량으로 규정할 수 있을 것으로 판단된다.

한편, KHBDC에서는 실제 실험을 통한 철근 항복강도가 설계기준항복강도의 1.3배를 초과하지 않도록 하고 있다(KHBDC, 2015). 그리고 실제 국내 현장의 철근 강도에 대한 연구 결과(Paik et al., 2011)에 의하면 SD400 철근의 실제 강도는 약 478.8 MPa로써 설계기준항복강도의 약 1.2배 크게 측정되었다. 이러한 철근의 실제 강도와 설계 강도 사이의 차이는 실제 및 설계 최소철근량의 차이를 발생시킨다. 즉, 최소철근량은 철근의 항복강도에 반비례하므로 설계시 철근량은 실제 철근 강도를 반영한 철근량에 비해 약 17~23%의 철근량이 더 배치되어 안전측이 됨을 알 수 있다.

따라서 이 연구에서는 CDC, KHBDC 및 EC2에서 제시하고 있는 최소철근비에 대한 내용을 고찰하였다. 그리고 KHBDC에서 제시하고 있는 재료 모델을 바탕으로 산정된 최소철근비에 대하여 콘크리트 압축강도, 철근 항복강도 및 피복두께의 영향을 살펴보았다. 또한, 최소철근량이 배치된 휨부재의 연성도 평가를 통하여 부재의 안전성을 평가함으로써 합리적인 최소철근비 산정 방법에 대한 방안을 연구하였다.



(a) Cross section (b) Strain distribution (c) Stress and forces in CDC (d) Stress and forces in KHBDC

Fig. 1 Distribution of stress and strain

2. 설계기준에 따른 최소철근비 및 재료 모델을 통한 최소철근비

앞 장에서 설명한 최소철근량과 관련한 규정은 최소철근비 $\rho_{\min}$로 환산할 수 있다. 즉, 식 (1)~(3)을 콘크리트 전 단면적 bd로 나눔으로써 최소철근비를 산정할 수 있다. 또한, 이론적으로 휨부재의 최소철근비는 균열 직전의 콘크리트 인장력과 균열 직후 철근의 인장력이 같아질 때의 철근비라는 점에서 설계휨강도와 균열휨모멘트가 동일하게 되는 철근비로 정의할 수 있다. 즉, 적절한 재료 모델을 바탕으로 설계휨강도와 균열휨모멘트를 산정함으로써 합리적으로 최소철근비를 산정할 수 있다.

CDC에서는 식 (1)과 같이 최소철근량을 제시하고 있으나, 이는 유효 깊이 및 모멘트 팔길이 등에 대한 가정을 통해 산정된 철근량이다. 한편, 강도설계법에 기반한 CDC에서는 Fig. 1(c)에서 보인 등가직사각형 압축응력블록을 이용하여 설계휨강도를 산정하고 있다. 따라서 Fig. 1(c)와 같은 응력 모델을 사용함으로써 이론적으로 최소철근비를 산정할 수 있다. 즉, 등가직사각형 응력블록을 이용하여 식 (5)와 같은 설계휨강도를 산정하고, 이 값이 식 (6)의 균열휨모멘트와 동일하게 되는 철근비를 최소철근비로 규정할 수 있다. 이와 같이 CDC의 재료 모델을 통해 계산된 최소철근비는 다음 식 (7)과 같다.

$$M_d = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) = \phi A_s f_y \left(d - \frac{A_s f_y}{1.7 f_{ck} b}\right) \tag{5}$$

$$M_{cr} = f_r Z \tag{6}$$

$$\rho_{\min} = \frac{f_{ck}}{f_y}\left[0.85 - \sqrt{0.72 - \frac{0.21}{\sqrt{f_{ck}}}\left(\frac{h}{d}\right)^2}\right] \tag{7}$$

이때, f_r은 콘크리트 휨인장강도로서 $0.63\sqrt{f_{ck}}$이고, Z는 단면계수이다.

또한, 한계상태설계법에 기반한 KHBDC에서는 Fig. 1(d)와 같이 포물-사각형 곡선(이하 p-r곡선)을 제시하고 있고, 이를 이용하여 식 (8)과 같이 설계휨강도를 산정할 수 있다. 앞서와 같은 방법으로 식 (8)을 통해 구한 설계휨강도가 식 (6)의 균열휨모멘트와 동일하게 되는 철근비를 최소철근비로 규정하여 식 (9)와 같이 최소철근비를 산정할 수 있다.

$$M_d = \alpha f_{cd} bc(d - \beta c) = A_s f_{yd}(d - \beta c) \tag{8}$$

$$\rho_{\min} = \frac{\alpha f_{cd}}{2\beta f_{yd}}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2}{3}\frac{\beta f_{ctm}}{\alpha f_{cd}}\left(\frac{h}{d}\right)^2}\right] \tag{9}$$

여기서, α는 압축합력 크기를 나타내는 계수, $f_{cd} = 0.85\phi_c f_{ck}$, ϕ_c는 콘크리트 재료 계수로서 극한하중조합에서 0.65, β는 작용점 위치 계수, c는 중립축 깊이이다. $f_{yd} = \phi_s f_y$이고, ϕ_s는 철근의 재료계수로서 극한하중조합에서 0.9이다. 그리고 KHBDC에서 휨인장강도 $f_{ctm} = 0.3 f_{cm}^{2/3}$으로 계산한다. Table

Table 1 Minimum reinforcement ratio for each provisions

Provisions	Minimum reinforcement ratio, $\rho_{\min}$
CDC, KHBDC for ultimate limit state	$\frac{0.25\sqrt{f_{ck}}}{f_y} \geq \frac{1.4}{f_y}$
EC2 for ultimate limit state	$0.26\frac{f_{ctm}}{f_y} \geq 0.0013$
KHBDC, EC2 for service limit state	$k_c k \frac{f_{ctm}}{f_s}$
CDC-rec[1)]	$\frac{f_{ck}}{f_y}\left[0.85 - \sqrt{0.72 - \frac{0.21}{\sqrt{f_{ck}}}\left(\frac{h}{d}\right)^2}\right]$
KHBDC-pr[2)]	$\frac{\alpha f_{cd}}{2\beta f_{yd}}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2}{3}\frac{\beta f_{ctm}}{\alpha f_{cd}}\left(\frac{h}{d}\right)^2}\right]$

1) using an equivalent rectangular stress block of CDC
2) using a parabola-rectangular stress-strain relationship of KHBDC

1에서는 각 설계 기준의 최소철근비와 재료 모델을 바탕으로 산정한 최소철근비를 나타내었다.

이상에서 살펴 본 바와 같이 CDC 및 KHBDC에서는 모두 재료 모델을 제시하고 있으므로 이를 바탕으로 최소철근비를 산정할 수 있다. 그러나 CDC의 등가직사각형 응력블록은 극한 상태에서 설계휨강도를 산정하는데 적용되는 모델인데 반해, KHBDC의 p-r곡선은 극한한계상태에서의 설계휨강도 뿐만 아니라 사용한계상태에서의 휨모멘트 산정과 사용성 검증에도 적용이 가능하다. 또한, 이는 장기 거동에 대하여 비교적 정확한 예측을 가능하게 하는 모델이라는 점에서 확장성이 양호하고 합리적인 재료 모델이라고 할 수 있다.

3. 각 설계기준별 최소철근비 변수해석

3.1 해석 대상 및 해석 변수

이 장에서는 앞서 설명한 각 설계 기준에 따른 최소철근비의 각종 변수들에 대한 해석을 통해 각 인자들의 영향을 살펴보았다. 해석을 위한 변수로서 콘크리트 압축강도는 30~90 MPa, 철근 항복강도는 300, 400 및 500 MPa 그리고 피복 두께 비율 d/h는 0.8 및 0.9이다.

3.2 각 설계기준에 따른 최소철근비 해석 결과

Table 2 및 Table 3에서는 각각 극한한계상태와 사용한계상태에서 현재 CDC, KHBDC 및 EC2에서 제시하고 있는 최소철근비와 CDC 및 KHBDC의 재료 모델을 이용하여 계산된 최소철근비의 결과를 나타내었다. 그리고 Fig. 2에서는 극한한계상태에서 $f_y = 300\,\mathrm{MPa}$이고 $d/h = 0.8$일 때 콘크리트 압축강도에 따른 최소철근비를 나타내었고, Fig. 3에서는 $f_{ck} = 30\,\mathrm{MPa}$이고 $d/h = 0.8$일 때 철근 항복강도에 따른 최소철근비를 나타내었다. 해석 결과 콘크리트 압축강도가 증가함에 따라 최소철근비는 증가하였다. 이는 최소철근비는 콘크리트 인장강도에 비례하고, 콘크리트 인장강도는 다시 압축강도에 비례하기 때문이다. 그리고 철근 항복강도가 증가함에 따라 최소철근비는 당연히 감소하였다.

Fig. 4에서는 KHBDC 및 EC2의 극한 및 사용한계상태에

Table 2 Analytical results of minimum reinforcement ratio for ultimate limit state

f_{ck} [MPa]	Minimum reinforcement ratio, $\rho_{\min}$ (%) for d/h=0.8											
	$f_y = 300\,\mathrm{MPa}$				$f_y = 400\,\mathrm{MPa}$				$f_y = 500\,\mathrm{MPa}$			
	CDC & KHBDC	EC2	CDC-rec[1)]	KHBDC-pr[2)]	CDC & KHBDC	EC2	CDC-rec[1)]	KHBDC-pr[2)]	CDC & KHBDC	EC2	CDC-rec[1)]	KHBDC-pr[2)]
30	0.467	0.326	0.360	0.312	0.350	0.245	0.270	0.234	0.280	0.196	0.215	0.187
40	0.527	0.395	0.414	0.369	0.395	0.296	0.311	0.276	0.316	0.237	0.248	0.222
50	0.589	0.459	0.462	0.428	0.442	0.344	0.347	0.320	0.354	0.275	0.278	0.257
60	0.645	0.484	0.506	0.483	0.484	0.363	0.379	0.362	0.387	0.291	0.303	0.290
70	0.697	0.517	0.546	0.534	0.523	0.388	0.410	0.401	0.418	0.310	0.328	0.320
80	0.745	0.545	0.583	0.583	0.559	0.409	0.438	0.438	0.447	0.327	0.350	0.350
90	0.791	0.571	0.618	0.630	0.593	0.428	0.463	0.473	0.474	0.342	0.370	0.378

f_{ck} [MPa]	Minimum reinforcement ratio, $\rho_{\min}$ (%) for d/h=0.9											
	$f_y = 300\,\mathrm{MPa}$				$f_y = 400\,\mathrm{MPa}$				$f_y = 500\,\mathrm{MPa}$			
	CDC & KHBDC	EC2	CDC-rec[1)]	KHBDC-pr[2)]	CDC & KHBDC	EC2	CDC-rec[1)]	KHBDC-pr[2)]	CDC & KHBDC	EC2	CDC-rec[1)]	KHBDC-pr[2)]
30	0.467	0.326	0.283	0.245	0.350	0.245	0.212	0.184	0.280	0.196	0.170	0.147
40	0.527	0.395	0.327	0.290	0.395	0.296	0.245	0.218	0.316	0.237	0.196	0.174
50	0.589	0.459	0.364	0.336	0.442	0.344	0.273	0.252	0.354	0.275	0.218	0.202
60	0.645	0.484	0.399	0.379	0.484	0.363	0.298	0.285	0.387	0.291	0.239	0.228
70	0.697	0.517	0.430	0.421	0.523	0.388	0.323	0.316	0.418	0.310	0.258	0.252
80	0.745	0.545	0.460	0.460	0.559	0.409	0.345	0.345	0.447	0.327	0.275	0.275
90	0.791	0.571	0.486	0.496	0.593	0.428	0.366	0.372	0.474	0.342	0.292	0.297

1) using an equivalent rectangular stress block for CDC
2) using a parabola-rectangular stress-strain relationship for KHBDC

Table 3 Analytical results of minimum reinforcement ratio for service limit state

f_{ck} [MPa]	Minimum reinforcement ratio, $\rho_{\min}$ (%) for d/h=0.8						Minimum reinforcement ratio, $\rho_{\min}$ (%) for d/h=0.9					
	$f_y = 300\,\mathrm{MPa}$		$f_y = 400\,\mathrm{MPa}$		$f_y = 500\,\mathrm{MPa}$		$f_y = 300\,\mathrm{MPa}$		$f_y = 400\,\mathrm{MPa}$		$f_y = 500\,\mathrm{MPa}$	
	KHBDC	EC2	KHBDC	EC2	KHBDC	EC2	KHBDC	EC2	KHBDC	EC2	KHBDC	EC2
30	0.420	0.502	0.315	0.377	0.252	0.301	0.420	0.502	0.315	0.377	0.252	0.301
40	0.499	0.608	0.374	0.456	0.299	0.365	0.499	0.608	0.374	0.456	0.299	0.365
50	0.578	0.706	0.434	0.529	0.347	0.423	0.578	0.706	0.434	0.529	0.347	0.423
60	0.653	0.745	0.490	0.559	0.392	0.447	0.653	0.745	0.490	0.559	0.392	0.447
70	0.724	0.795	0.543	0.596	0.434	0.477	0.724	0.795	0.543	0.596	0.434	0.477
80	0.791	0.839	0.594	0.629	0.475	0.503	0.791	0.839	0.594	0.629	0.475	0.503
90	0.856	0.878	0.642	0.658	0.514	0.527	0.856	0.878	0.642	0.658	0.514	0.527

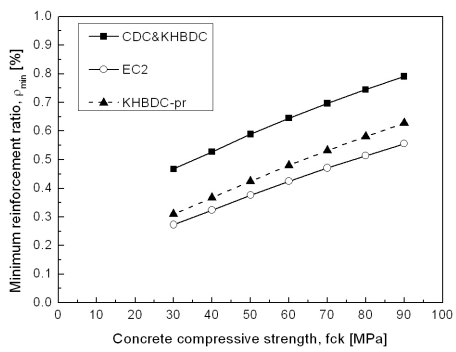


Fig. 2 Minimum steel ratio accroding to f_{ck}

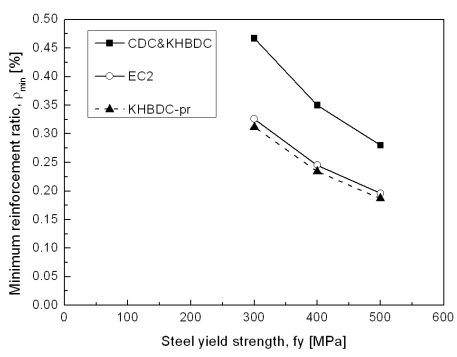


Fig. 3 Minimum steel ratio according to f_y

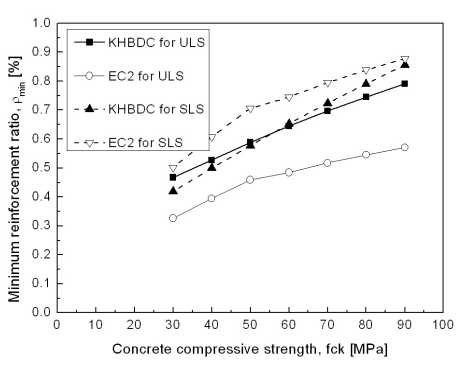


Fig. 4 Minimum steel ratio for each limit state

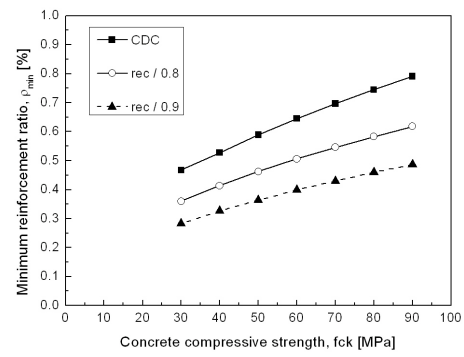


Fig. 5 Minimum steel ratio using equivalent stress block

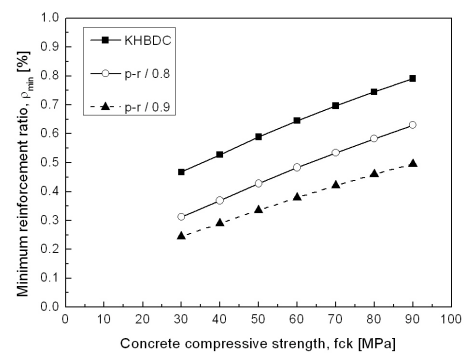


Fig. 6 Minimum steel ratio using p-r curve

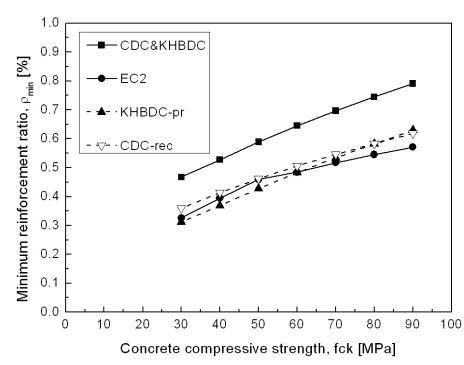


Fig. 7 Minimum steel ratio for each material model

따른 최소철근비를 나타낸 것으로 $f_y = 300\text{MPa}$이고, 피복 두께 비율 $d/h = 0.8$인 경우이다. KHBDC 및 EC2에서는 극한한계상태에서 최소철근비를 산정하고 균열 제어가 필요한 경우에는 사용한계상태에서 최소철근비를 산정하여 두 최소철근비 중 큰 값 이상의 철근량을 배치할 수 있도록 하고 있다. Table 2와 3 및 Fig. 4에서 볼 수 있는 바와 같이 KHBDC의 경우 $f_{ck} \le 50\text{MPa}$인 경우에는 사용한계상태에서의 최소철근비가 극한한계상태의 최소철근비의 약 90~98% 수준이므로 휨단면을 설계할 경우 극한한계상태에서 최소철근비를 부재의 최소철근비로 결정할 경우에는 균열에도 안전한 설계가 된다. 이에 반해, $f_{ck} \ge 60\text{MPa}$인 경우에는 극한한계상태에서의 최소철근비가 사용한계상태 최소철근비의 약 92~98% 수준으로 나타났다. 이는 극한한계상태에서 KHBDC의 최소철근비는 콘크리트 압축강도 f_{ck}의 제곱근에 비례하는데 반해, 사용한계상태에서 최소철근비는 콘크리트 평균압축강도 f_{cm}의 2/3제곱에 비례하여 그 값이 $f_{ck} \ge 57\text{MPa}$ 구간에서 역전되기 때문이다. 또한, KHBDC는 한계상태설계법에 기반한 설계법인데, KHBDC의 극한한계상태에서의 최대철근량 식 (1)은 CDC와 마찬가지로 $h = 1.2d$ 및 $z = 0.9d$로 가정한 경험적 설계가 반영된 것이므로 동일한 설계기준 내에서도 이러한 차이가 필연적으로 발생하는 것으로 판단된다. 그러나 EC2의 경우 각 한계 상태의 종류와 관계없이 최소철근비는 콘크리트 인장강도에 비례하는 형태를 가지고 있으므로 콘크리트 압축강도에 관계없이 사용한계상태의 최소철근비가 극한한계상태에서의 최소철근비에 비해 약 1.54배 크다. 따라서 EC2에 의한 휨부재 설계에서는 사용한계상태의 최소철근량을 배치할 경우 균열 안전성을 확보함과 동시에 충분한 휨강도를 확보할 수 있는 것으로 판단된다.

Fig. 5에서는 현재 CDC에서 제시한 최소철근비와 등가직사각형 응력블록을 통한 최소철근비의 결과를 나타내었고, Fig. 6에서는 현재 KHBDC에서 제시한 최소철근비와 p-r곡선을 통한 최소철근비의 결과를 나타내었다. 이때, $f_y = 300\text{MPa}$이다. 해석 결과 CDC의 경우 $d/h = 0.8$ 및 $d/h = 0.9$일 때 현 설계 기준에 의한 값이 재료 모델을 사용한 값에 비해 각각 약 1.3배 그리고 약 1.6배 크게 산정되었다. KHBDC에 의한 해석 결과를 살펴보면 $d/h = 0.8$일 경우, p-r곡선을 사용한 값은 현 설계 기준 값의 약 67~80% 수준으로 나타났고, $d/h = 0.9$인 경우에는 p-r곡선을 사용할 때 현 설계 기준 값의 약 52~62% 수준으로 나타났다. 즉, 재료 모델을 사용한 최소철근비는 현 설계 기준에 의한 값에 비해 작게 산정되고, 이에 따라 철근량이 감소되어 경제적인 설계가 가능한 것으로 나타났다.

Fig. 7은 재료 모델 차이에 의한 최소철근비의 해석 결과를 나타낸 것이다. 이때, $f_y = 300\text{MPa}$이고 $d/h = 0.8$이다. $f_{ck} \le 70\text{MPa}$인 경우 p-r곡선을 사용한 최소철근비는 등가직사각형 응력블록에 의한 값의 약 86~98% 수준으로 나타났다. 그러나 $f_{ck} = 90\text{MPa}$인 경우에는 p-r곡선을 사용한 최소철근비가 약 2 % 크게 산정되었다. 일반적인 구조물의 콘크리트 강도는 $f_{ck} \le 70\text{MPa}$이므로 p-r곡선을 사용함으로써 최소철근비가 감소되어 경제적인 설계가 가능한 것으로 판단된다.

Table 2에서 볼 수 있는 바와 같이 현재 CDC 및 KHBDC에 의한 최소철근비는 피복 두께에 대한 영향을 고려하지 못하지만, 재료 모델을 사용할 경우에는 이에 대한 영향 역시 충분히 고려할 수 있는 것으로 나타났다. 현재 CDC 및 KHBDC의 최소철근량은 모멘트 팔길이 및 피복 두께를 고정된 값으로 가정하여 유도된 식인데 반해, 등가직사각형 응력블록 및 p-r곡선과 같은 재료 모델을 사용할 경우에는 이러한 가정이 불필요하므로 최소철근비에 대한 각 인자의 영향을 충분히 반영할 수 있는 것으로 판단된다. 또한, $f_y = 300\text{MPa}$과 $f_y = 400\text{MPa}$인 경우, 현재 CDC 기준식과 등가직사각형 응력블록에 의한 값을 비교하면, 재료 모델을 사용한 최소철근비는 현 설계 기준에 의한 값의 각각 약 77%와 61% 수준으로 감소되었다.

이상에서와 같이 재료 모델이 주어질 경우 이를 통해 최소철근비를 산정할 수 있지만 특히, p-r곡선을 사용하면 극한한계상태에서의 최소철근비와 설계휨강도 뿐만 아니라, 사용한계상태에서 사용성 검토 등을 수행할 수 있다. 따라서 p-r곡선은 등가직사각형 응력블록에 비하여 이론적 합리성과 확장성이 크다고 판단된다.

4. 휨부재의 연성도 평가 및 최소철근비 제안

4.1 해석 대상 및 해석 변수

이 장에서는 2장에서와 같은 방법으로 계산된 최소철근량이 배치된 휨부재의 연성도를 평가하여 휨부재의 안전성을 평가하였다. 해석에 사용된 단면은 최소철근량을 배치한 철근콘크리트 휨부재의 휨실험에 대한 단면으로 Fig. 8과 같다 (Park et al., 2014). 단면 폭×유효 깊이는 320×250 mm, 순경간은 2,600 mm이며, 실험에 사용된 콘크리트 압축강도는 60 MPa, 철근의 항복강도는 400 및 500 MPa이다. 그러나 이 연구에서는 해석적인 연성도 평가를 수행하므로 300 MPa의 항복강도에 대한 해석을 추가로 수행하였다. 그리고 철근의 한계 변형률은 KHBDC에서 제시하고 있는 2.5%로 가정하였다. 또한, 사용한계상태 및 극한한계상태의 최소철근비를 모두 제시하고 있는 KHBDC와 EC2에 의한 최소철근비는 극한한계상태에서의 철근비로 결정하였다.

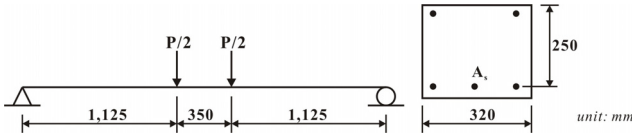


Fig. 8 Cross section details and loading scheme

4.2 변위연성도 산정 및 해석 결과

휨부재의 연성 능력을 평가하기 위한 인자인 변위연성도 μ는 극한변위(Δ_u)와 항복변위(Δ_y)의 비 $\mu = \Delta_u / \Delta_y$로 표현된다. 이 연구에서는 변위를 산정하기 위해 KHBDC에서 제시하고 있는 p-r곡선과 변위 산정 방법을 사용하였다. 즉, 식 (10)을 통해 평균 유효곡률$(1/r)_e$을 산정하고, 식 (11)으로 변위를 산정하였다.

$$\left(\frac{1}{r}\right)_e = \zeta\left(\frac{1}{r}\right)_{crack} + (1-\zeta)\left(\frac{1}{r}\right)_{uncrack} \tag{10}$$

$$\Delta = k\,l^2\left(\frac{1}{r}\right)_e \tag{11}$$

$$\zeta = 1 - \beta\left(\frac{f_{sr}}{f_{so}}\right)^2 \tag{12}$$

여기서, $(1/r)_{crack}$은 균열 단면에서의 휨곡률, $(1/r)_{uncrack}$은 비균열 단면에서의 휨곡률, ζ는 유효 계수로서 식 (12)와 같으며, k는 하중 및 지지 조건에 따른 계수이고, l은 지간이다. 그리고 β는 평균 변형률에 미치는 하중의 반복 지속 기간을 반영하는 계수로서 단기 하중에 대해 1.0, 장기 및 반복하중이 작용할 경우 0.5이며, f_{sr}은 균열 발생 직후 철근 응력이다.

Fig. 9에서는 $f_{ck} = 60\,\mathrm{MPa}$, $f_y = 400\,\mathrm{MPa}$인 경우의 하중(P)-변위(Δ) 관계에 대한 실험 및 해석 결과를 나타내었다. 또한, Table 4에서는 각 재료 물성에 대한 최소철근비의 해석값

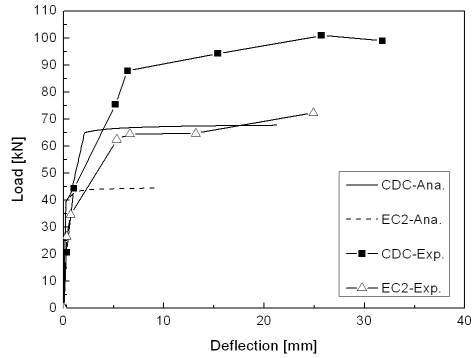


Fig. 9 P-Δ relationship for $f_y = 400\,\mathrm{MPa}$

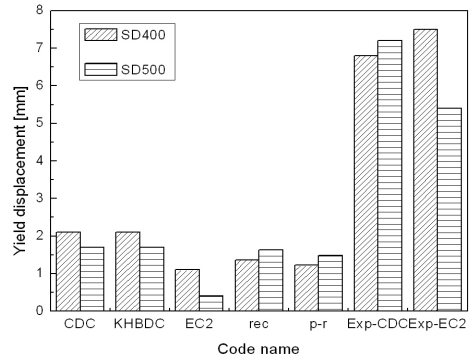


Fig. 10 Analytical results of yield displacement

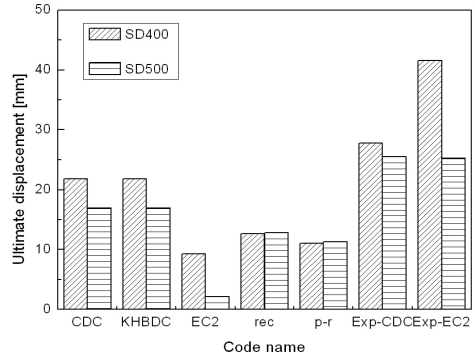


Fig. 11 Analytical results of ultimate displacement

Table 4 Results of displacement ductility, μ

f_y [MPa]	CDC & KHBDC				EC2				CDC-rec[1)]		KHBDC-pr[2)]	
	$\rho_{\min}$[%]		μ		$\rho_{\min}$[%]		μ		$\rho_{\min}$[%]	μ	$\rho_{\min}$[%]	μ
	Exp.	Ana.	Exp.	Ana.	Exp.	Ana.	Exp.	Ana.	Ana.	Ana.	Ana.	Ana.
300	-	0.645	-	(12.6)	-	0.484	-	(11.7)	0.466	11.6	0.444	11.3
400	0.496	0.484	4.2	10.4(10.2)	0.316	0.363	3.4	8.5(9.3)	0.350	9.2	0.333	9.0
500	0.405	0.387	5.9	9.9(8.5)	0.248	0.291	4.7	5.0(7.6)	0.280	7.8	0.267	7.6

1) using an equivalent rectangular stress block for CDC
2) using a parabola-rectangular stress-strain relationship for KHBDC
3) ( ) : displacement ductility using an analytical minimum steel ratio

과 실험에 사용된 최소철근비를 나타내었고, 변위연성도 결과를 나타내었다. 이때, 변위연성도에 대한 실험값이 있는 철근 항복응력이 400, 500 MPa인 경우에 대해서는 실험에 사용된 최소철근비를 반영하여 변위연성도를 해석적으로 산정하였다. 즉, CDC와 EC2에 의한 변위연성도 산정에서 사용된 최소철근비는 해석에 의한 최소철근비가 아닌 실험에 사용된 최소철근비이다. Fig. 10 및 Fig. 11은 각각 항복 변위와 극한 변위의 해석 결과를 나타낸 것이다. 이때, $f_{ck} = 60\,\mathrm{MPa}$이다. 항복 변위와 극한 변위의 해석값과 실험값의 차이는 철근의 실제 및 해석시의 항복강도와 극한변형률의 차이로 판단된다. 즉, 해석시에는 철근의 극한변형률을 2.5%로 가정하였으나, 실제 철근의 극한변형률은 이 보다 클 수 있기 때문이다.

단면 해석 결과 부재의 파괴는 콘크리트 압축파괴가 아닌 철근의 파단 즉, 철근의 변형률이 먼저 한계 변형률인 0.025에 도달함으로써 발생하는 것으로 나타났다. 그리고 해석에 의한 최소철근비가 반영된 변위연성도를 살펴볼 때, 그 크기는 KHBDC와 CDC에 의한 값이 가장 크고 p-r곡선을 사용한 경우 변위연성도가 가장 작게 나타났다. 즉, p-r곡선을 사용한 변위연성도는 KHBDC의 변위연성도의 약 89 % 수준으로 나타났다. 그러나 변위연성도는 전체 해석 대상에서 7.6 이상으로 평가되었다. 일반적으로 철근콘크리트 구조물의 최소연성지수는 3 이상으로 제시(Park et al., 2014)되고 있고, 내진 설계를 위한 최소 연성도가 5라는 점에서 최소철근비로 배치된 휨부재 역시 연성 능력이 충분하다는 것을 알 수 있다. 특히, 현재 설계기준의 최소철근비로 배치된 부재 뿐만 아니라 등가직사각형 응력블록 및 p-r곡선을 사용하여 산정된 최소철근비로 배치된 부재 역시 충분한 연성능력을 보이는 것으로 나타났다.

4.3 최소철근비의 제안

앞 절에서 살펴본 바와 같이 각 설계 기준 및 재료 모델을 사용한 최소철근비가 배치된 휨부재는 모두 기본적으로 휨강도를 만족하고 동시에 충분한 연성 능력을 확보하고 있음을 알 수 있다. 특히, p-r곡선을 사용하여 산정된 최소철근량이 배치된 휨부재의 경우 충분한 연성 능력을 보유하고, 최소철근량은 현 설계 기준에서 제시한 값에 비해 약 52~80% 수준으로 감소되는 것으로 나타났다. 현재 설계 기준에 의한 최소철근비는 근본적으로는 휨강도와 균열휨모멘트가 동일하게 되는 철근비이지만, 모멘트 팔길이 및 단면 크기 등에 대한 가정이 필요하다. 그러나 합리적인 재료 모델이 있는 경우 재료 모델과 힘의 평형 관계를 통해 이론적으로 최소철근비를 산정하면 이러한 추가적인 가정은 불필요하므로 피복 두께 등 재료 및 단면의 영향을 충분히 고려할 수 있다. 이러한 점에서 CDC 및 KHBDC에서 제시하고 있는 등가직사각형 응력블록 및 p-r곡선을 사용하여 최소철근비를 산정할 수 있는 것으로 판단되고, 이 연구에서는 다음과 같이 경제성 및 안전성을 확보할 수 있는 최소철근비 결정에 대한 방안을 제안하였다.

CDC의 등가직사각형 응력블록은 극한상태에만 적용될 수 있는 재료 모델로서 설계휨강도나 최소철근비 산정에는 적용할 수 있지만 사용성 검증 적용에는 제약이 따른다. 이에 반해, KHBDC의 p-r곡선은 단면의 휨강도, 최소철근비 뿐만 아니라 사용성 검증에도 적용할 수 있어 극한한계상태 및 사용한계상태에서 일관된 해석이 가능하다. 또한, 앞선 해석 결과에서와 같이 p-r곡선을 통해 산정된 최소철근비(식 (9))가 배근된 휨부재는 충분한 연성 능력을 가지고 철근비 역시 감소될 수 있다는 점에서 경제적인 설계가 가능한 것으로 판단된다. 즉, 해석의 일관성과 경제성 및 안전성을 모두 확보할 수 있는 것으로 판단된다.

5. 결 론

이 연구에서는 각 설계 기준에서 제시하고 있는 최소철근비 규정에 대하여 고찰하고 콘크리트 압축강도, 철근 항복강도 및 피복 두께 비율에 대한 영향을 살펴보았다. 이를 통해 합리적인 최소철근비 산정 방법에 대하여 분석하였다. 이 연구를 통해 도출된 결과를 요약하면 다음과 같다.

1) 극한한계상태에서 최소철근비는 철근 강도와 피복 두께 비율에 관계없이 $f_{ck} \le 60\mathrm{MPa}$인 경우에는 p-r곡선을 사용한 경우의 최소철근비가 가장 작은 것으로 나타났다.
2) 극한한계상태에서 CDC 및 KHBDC와 EC2에서는 피복 두께의 영향을 반영하지 못하지만, KHBDC의 p-r 곡선 및 CDC의 등가직사각형 응력블록을 통해 최소철근비를 산정할 경우에는 이에 대한 영향도 고려할 수 있는 것으로 나타났다.
3) p-r곡선을 사용한 최소철근비는 CDC 및 KHBDC에 의한 최소철근비의 약 52~80% 수준이고, 연성 능력은 약 89% 수준으로 산정되었다. 그러나 p-r곡선을 통한 최소철근비가 배치된 휨단면의 연성도는 약 7.6 이상으로 충분한 연성 능력을 가지고 있는 것으로 나타났다.
4) 등가직사각형 응력블록은 극한상태에서 휨강도 산정에만 사용되는 모델이다. 이에 반해, p-r 곡선은 단면의 휨강도 뿐만 아니라, 처짐 및 균열폭 등의 산정에도 사용될 수 있다. 특히, p-r곡선을 통하여 설계휨강도를 산정하고 이 값이 균열휨모멘트와 동일하게 되는 철근비를 최소철근비 결정함으로써 이론적 합리성과 설계의 안전성 및 경제성을 동시에 만족할 수 있는 것으로 나타났다.

References

European Committee for Standardization (2002), Eurocode 2-Design of Concrete Structures, 120-121, 153.

Kim, C. S. and Park, H. G. (2010), Longitudinal Reinforcement Ratio for Performance-based Design of Reinforced Concrete Columns, *Journal of the Korea Concrete Institute*, 22(2), 187-197(in Korean).

Kim, W. (2015), Limit State Design of Concrete Structures, Dongwha publication, 265-266(in Korean).

Ministry of Land, Infrastructure and Transport (2012), Concrete Design Code, 101-102(in Korean).

Ministry of Land, Infrastructure and Transport (2012), Korea Highway Bridge Design Code(Limit state design), Korea, 5-12, 5-44, 5-72, 5-77, 5-78, 5-110(in Korean).

Paik, I. Y., Shim, C. S., Chung, Y. S., and Sang, H. J. (2011), Statistical Properties of Material Strength of Concrete, Re-Bar and Strand Used in Domestic Construction Site, *Journal of the Korea Concrete Institute*, 23(4), 421-430(in Korean).

Park, S. J., Kang, T. S., and Moon, D. Y. (2014), A Study on the Flexural Minimum Reinforcement for Prevention of Brittle Failure Specified in KCI and EN Codes, *Journal of the Korea Concrete Institute*, 26(2), 211-218(in Korean).

Received : 06/01/2017

Revised : 08/07/2017

Accepted : 08/31/2017

요 지 : 철근콘크리트 휨부재의 최소철근비는 부재의 취성 파괴를 방지하기 중요한 설계 인자이다. 콘크리트구조기준과 도로교설계기준에서 사용되는 최소철근비는 단면의 유효 깊이 및 모멘트 팔길이에 대한 가정을 통해 산정되었다. 따라서 이 연구에서는 재료 모델과 힘의 평형관계를 통해 합리적으로 최소철근비를 산정할 수 있는 방법을 제안하였다. 연구 결과 도로교설계기준의 포물-사각형 곡선을 통해 산정된 최소철근비는 현재 설계 기준에 의한 최소철근비의 약 52~80% 수준으로 산정되어 경제적인 설계가 가능한 것으로 나타났다. 또한, 재료 모델을 통한 최소철근량이 배치된 부재의 연성 능력은 현재 설계 기준에 의한 값의 약 89% 수준으로 평가되었으나, 부재의 연성도는 7 이상으로 충분한 연성능력을 보였다. 따라서 제안된 포물-사각형 곡선을 통한 최소철근비는 휨부재 설계의 이론적 합리성 뿐만 아니라 안전성 및 경제성을 확보할 수 있는 것으로 나타났다.

핵심용어 : 최소철근비, 콘크리트구조기준, 도로교설계기준, 포물-사각형 곡선, 연성도