

## 유효탄성계수를 반영한 철근콘크리트 휨부재의 균열제어를 위한 철근 간격

최승원  
조선이공대학교 토목건설과

### A Steel Spacing for Crack Control in RC Flexural Members with an Effective Modulus of Elastic

Seung-Won Choi

Department of Civil and Construction, Chosun College of Science & Technology

**요약** 철근 콘크리트 부재에서 균열은 구조적 요인 뿐만 아니라 재료적 인자에 의해서도 발생한다. 이러한 균열의 크기와 발생 위치를 파악하는 것은 매우 어렵다. 도로교설계기준(한계상태설계법)과 콘크리트구조기준(2012)에서는 균열을 제어하기 위해 직접균열제어 방법과 간접균열제어 방법을 제시하였다. 콘크리트구조기준 본문에서는 사용하중 하에서 철근 간격을 사용하여 간접적으로 균열을 제어한다. 이에 반해, 콘크리트구조기준 부록에서는 지속하중 하에서 균열폭을 통해 직접적으로 균열을 제어한다. 즉, 균열 제어를 위해 고려하는 하중 상태가 상이하다. 그러나 도로교설계기준에서는 사용하중조합에서 균열을 제어하고, 유효탄성계수를 사용하고 있다. 따라서 이 연구에서는 고정 하중과 활하중의 비율을 반영할 수 있는 유효탄성계수를 적용한 설계 균열폭으로부터 최대철근간격을 산정하였다. 그리고 변수 해석을 수행하여 합리적인 균열 검증 방법에 대하여 모색하였다. 해석 결과 콘크리트구조기준으로부터 유도된 철근 간격은 도로교설계기준으로부터 유도된 값보다 작아 보수적인 설계를 유도하였다. 또한, 이 연구에서 제시한 최대철근간격은 직접균열제어와 간접균열제어 사이의 차이를 제거하여 해석의 일관성을 확보할 수 있는 것으로 판단된다.

**Abstract** Cracks in RC members occurred as a result of material and structural factors. The crack width and a crack location are very difficult to examine. A direct crack control method and indirect crack control method to control a crack are presented in the KHBDC (LSD) and KSCDC (2012). In the KSCDC text, cracks are controlled by steel spacing indirectly under a service load. On the other hand, in the KSCDC appendix, cracks are controlled by a crack width directly under a sustained load. In particular, the loading state considered is different. On the other hand, cracks are controlled under a combination of service load and an effective elastic modulus is used in KHBDC. Therefore, in this study, an effective elastic modulus that can reflect the ratio of the sustained load and live load was applied, and a maximum steel spacing was calculated through a design crack width. A variable interpretation was carried out, and a rational crack control method was assessed. As a result, a steel spacing through the design crack width in the KSCDC was smaller than that from the design crack width in the KHBDC, which leads to a conservative design. In addition, the maximum steel spacing suggested in this study has a consistency eliminating the difference between direct crack control and indirect crack control.

**Keywords** : Crack, KHBDC, KSCDC, Maximum steel spacing, Effective modulus of elasticity

---

\*Corresponding Author : Seung-Won Choi(Chosun College of Science & Technology)

Tel: +82-62-230-8652 email: swchoi@cst.ac.kr

Received February 19, 2018

Revised March 15, 2018

Accepted May 4, 2018

Published May 31, 2018

## 1. 서론

철근콘크리트 구조물에 발생하는 균열은 구조적 및 재료적으로 발생하는 것으로 필수불가결한 현상이다. 이러한 균열은 여러 가지 인자의 영향을 받으므로 그 크기와 발생 위치를 정확하게 파악하기 힘들다. 공용중인 철근콘크리트 구조물에서 균열은 특정 크기 이상이 아닐 경우 구조적으로 크게 문제가 되지 않을 수 있다. 그러나 균열은 사용자에게 심리적 불안감을 일으킬 수 있고, 균열이 발전하여 허용균열폭 이상으로 커질 경우 외부 수분 침투에 의한 철근 부식에 의해 철근 단면적이 감소하고 부착 응력이 감소하여 부재의 강도가 저하될 수 있으므로 반드시 그 크기는 제어되어야 한다. 이를 위해 우리나라 설계기준[1, 2] 및 유로코드 2[3]에서는 균열폭을 산정하여 허용균열폭과 비교하는 직접균열제어 방법 뿐만 아니라 철근 간격 및 철근 직경을 통해 균열을 제어하는 간접균열제어 방법을 모두 제시하여 균열을 제어하고 있다. 그리고 이를 통해 인장 하단부에 다수의 가는 균열을 유도하고 있다.

콘크리트구조기준(Korea Structural Concrete Design Code 2012, 'KSCDC')[1]의 본문에서는 균열을 제어하기 위해 간접적인 방법을 채택하고 있다. 즉, 균열 제어를 위한 인자로서 균열폭을 사용하지 않고 사용하중 하에서 최대철근간격 이하로 철근이 배치된 경우에는 균열에 대해 안전하다고 간주한다. 간접균열제어 방법에 의해서는 단순히 철근 간격을 통해 균열을 제어할 수 있으므로 실무 기술자들이 쉽게 적용할 수 있다는 장점이 있으나, 정확한 균열폭은 알 수 없다. 콘크리트구조기준 부록에서는 지속하중 하에서 균열간격과 평균변형률 차이의 곱으로 이루어진 이론적인 설계균열폭이 허용균열폭 이내가 되도록 하는 직접균열제어 방법을 제시하고 있다. 이러한 직접균열제어 방식은 균열폭을 산정하여 실제 구조물에 발생할 수 있는 균열을 제어한다는 점에서 간접균열제어 방법보다 정확하나, 균열폭을 산정하는데 많은 변수가 존재하여 그 해석이 다소 복잡하다는 단점이 있다. 콘크리트구조기준의 본문과 부록에서는 이와 같이 각각 간접균열제어 방식과 직접균열제어 방식을 제시하고 있지만, 두 균열제어 방식에서 사용하는 하중 상태가 다르므로 실제 두 방법을 통해 균열을 검증할 경우 해석 결과의 차이가 발생할 수 있다.

도로교설계기준(한계상태설계법) (Korea Highway

Bridge Design Code(Limit State Design), 'KHBDC') 해설[2]에서는 사용하중조합에서 철근 간격 또는 철근 직경을 통해 간접적으로 균열을 제어하거나, 설계균열폭을 산정하여 이를 허용균열폭과 비교함으로써 직접적으로 균열을 제어하고 있다.

이상에서 살펴본 바와 같이 콘크리트구조기준 부록의 설계균열폭은 이론적인 값으로 이때 사용하는 지속하중은 설계수명 동안 항상 작용하는 고정하중과 설계 수명의 절반 이상의 기간 동안 지속해서 작용하는 하중들의 합이다[1]. 그러나 콘크리트구조기준 본문의 철근 간격은 지속하중이 아닌 사용하중에서 구해진 값으로 경험적인 값이다. 즉, 동일한 기준에서 균열 검증을 위해 사용하는 하중과 산정 절차에 근본적인 차이가 있고, 이로 인해 균열 검증 결과에 차이가 발생할 수 있음을 알 수 있다. 반면에 도로교설계기준에서는 동일한 하중상태(사용하중조합)에서 직·간접적으로 균열을 제어하고 있어 균열 제어를 위한 하중의 일관성을 유지하고 있음을 알 수 있다. Table 1에서는 콘크리트구조기준과 도로교설계기준에서 제시하고 있는 균열제어 방법과 하중상태를 나타내었다.

Table 1. Crack Control and loading state according to each provisions

Provisions	Direct crack control	Indirect crack control		Load state
		Bar spacing (s)	Bar diameter ( $d_b$ )	
KSCDC -Text	×	○	×	sustained load
KSCDC -Appendix	○	×	×	service load
KHBDC	○	○	○	combination of service load

균열 제어의 일관성과 합리성을 위해서는 간접균열제어와 직접균열제어 사이의 산출 배경 및 고려하는 하중 상태 등이 동일해야 한다. 도로교설계기준에서는 사용성 검증 특히 크리프 변형이 발생하는 지속하중에서의 총 변형량을 콘크리트 유효탄성계수( $E_{ce}$ ) 개념을 적용하여 계산하고 있다. 즉, 식 (1)과 같은 유효탄성계수를 통해 고정하중과 활하중의 비율에 의한 영향을 반영하고 있다.

$$E_{ce} = \frac{(M_D + M_L) E_c}{M_L + (1 + \phi) M_D} \quad (1)$$

여기서,  $M_D$ 는 지속적으로 작용하는 고정하중에 의한 장기 휨모멘트,  $M_L$ 은 차량 하중과 같은 순간 활하중에 의한 단기 휨모멘트이며[4],  $\phi$ 는 크리프 계수이다.

철근콘크리트 구조물에 발생하는 균열은 주로 고정하중에 의해 발생하는 것으로 활하중에 의한 균열은 순간적으로 발생하고 하중이 제거되면 닫히게 된다. 따라서 균열 검증시에는 고정하중의 영향을 반영할 수 있는 유효탄성계수를 적용하여 균열폭을 산정하는 것이 타당한 것으로 판단된다. 그러나 콘크리트구조기준에서는 사용성 검증시 이러한 유효탄성계수에 대한 적용이 없고 단순히 장기처짐을 계산할 경우 순간처짐에 계수( $\lambda$ )를 곱하여 계산하고 있다.

따라서 이 연구에서는 콘크리트 유효탄성계수를 통해 지속하중과 활하중의 영향을 반영함으로써 콘크리트구조기준의 균열제어 방법에 대한 타당성을 검토하였다. 특히, 유효탄성계수를 반영한 설계균열폭으로부터 최대 철근간격을 계산하고 이에 대한 변수 해석을 통해 합리적인 균열제어 방법에 대하여 연구하였다.

## 2. 설계기준의 균열검증 방법

콘크리트구조기준 본문[1]에서는 식 (2)와 같은 최대 철근간격( $s$ )을 제시하고 있다.

$$s = \min \left[ 375 \left( \frac{\kappa_{cr}}{f_s} \right) - 2.5c_c, 300 \left( \frac{\kappa_{cr}}{f_s} \right) \right] \quad (2)$$

여기서,  $\kappa_{cr}$ 은 건조환경에 노출될 경우 280, 이외의 경우 210이고,  $f_s$ 는 사용하중 상태에서 철근의 응력으로 근사적으로  $2/3f_y$ 를 사용할 수 있다.

또한, 콘크리트구조기준 부록[1]에서는 지속하중 하에서 균열간격과 평균변형률 차이의 곱으로 이루어진 이론적인 식 (3)을 통해 계산된 설계균열폭( $w_d$ )이 허용균열폭 이내가 되도록 하는 직접균열제어 방법을 제시하고 있다.

$$w_d = k_{st} w_m = k_{st} l_s (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) \quad (3)$$

여기서,  $k_{st}$ 는 균열폭 평가계수로서 최대균열폭 계산시

1.7이고,  $w_m$ 은 평균균열폭이다.  $l_s$ 는 평균균열간격으로 부착된 철근의 중심 간격이  $5(c_c + d_b/2)$  이하일 경우 식 (4)이고, 그렇지 않을 경우에는 식 (5)에 따라 계산되는 값이며,  $\epsilon_{sm}$ 은 철근의 평균변형률,  $\epsilon_{cm}$ 은 콘크리트의 평균변형률이다.

$$l_s = 2c_c + \frac{0.25k_1k_2d_b}{\rho_e} \quad (4)$$

$$l_s = 0.75(h - x) \quad (5)$$

여기서,  $c_c$ 는 순피복두께,  $k_1$ 은 부착강도에 따른 계수로서 이형철근은 0.8, 원형철근이나 긴장재는 1.6이고,  $k_2$ 는 부재의 하중 작용에 따른 계수로서 휨모멘트를 받는 부재는 0.5, 직접인장력을 받는 부재는 1.0이다.  $d_b$ 는 철근직경이고  $\rho_e$ 는 유효철근비이다.

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{f_s}{E_s} \left[ 1 - \beta_1\beta_2(1 + n\rho_e) \left( \frac{f_{sr}}{f_s} \right)^2 \right] \quad (6)$$

여기서,  $\beta_1$ 은 부착특성에 따른 계수로서 이형철근은 1.0이고,  $\beta_2$ 는 하중조건에 따른 계수로서 반복하중에 대해서는 0.5, 그 외의 경우에는 1.0이다.  $f_{sr}$ 은 균열 발생 직후 균열면에서 계산한 철근의 응력이고,  $n$ 은 탄성계수 비로서  $E_s/E_c$ 이다[1].

도로교설계기준[2]에서는 사용하중조합에서 철근 간격( $s$ ) 또는 철근 직경( $d_b$ )을 통해 간접적으로 균열을 제어하거나, 식 (7)과 같이 설계균열폭을 산정하고, 이를 허용균열폭과 비교함으로써 직접적으로 균열을 제어하고 있다.

$$w_d = l_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) \quad (7)$$

여기서,  $l_{r,max}$ 는 최대균열간격으로 부착된 철근의 중심 간격이  $5(c_c + d_b/2)$  이하일 경우 식 (8), 그렇지 않을 경우 식 (9)와 같고, 평균변형률 차이는 식 (10)과 같다. 설계균열폭 산정을 위해 도로교설계기준에서는 최대균열간격을 사용하고, 콘크리트구조기준에서는 평균균열간격을 사용한다는 점에서 차이가 있다. 그러나 콘크리

트구조기준의 평균균열간격에 균열폭 평가계수  $k_{st} = 1.7$  을 적용하면 도로교설계기준과 동일한 최대균열간격이 산정된다[5]. 즉, 콘크리트구조기준에서는 평균균열폭을 산정하여 최대균열폭을 산정하는데 반해, 도로교설계 기준에서는 계산하는 균열폭이 곧바로 최대균열폭이라는 점에서 차이가 있다.

$$l_s = 3.4c_c + \frac{0.425k_1k_2d_b}{\rho_e} \quad (8)$$

$$l_s = 1.3(h - x) \quad (9)$$

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{f_s}{E_s} - 0.4 \frac{f_{ctc}}{E_s \rho_e} (1 + n \rho_e) \quad (10)$$

여기서,  $f_{ctc}$ 는 콘크리트 인장강도로서  $0.3f_{cm}^{2/3}$ 이고,  $f_{cm}$ 은 콘크리트 평균압축강도로서  $f_{ck} + \Delta f$ 이며,  $f_{ck} < 40$  MPa 인 경우  $\Delta f = 4$  MPa,  $f_{ck} > 60$  MPa인 경우  $\Delta f = 6$  MPa,  $40 \leq f_{ck} \leq 60$  MPa 인 경우에는 보간 한 값을 사용한다[5].

### 3. 간접균열제어를 위한 철근 간격

최승원 등[6, 7]은 간접균열제어를 위한 인자인 철근 간격과 철근 직경을 설계균열폭을 통해 유도하였다. 즉, 식 (11)은 콘크리트구조기준 부목의 설계균열폭(식 (3))을 통해 산정된 철근 간격이고, 식 (12)는 도로교설계 기준의 설계균열폭(식 (7))을 통해 산정된 철근 간격이다. 앞서 살펴 보았 듯이 콘크리트구조기준과 도로교설계 기준에서는 균열간격과 평균변형률의 차의 곱으로 균열폭을 산정한다는 점에서 동일하나, 평균변형률의 차를 구하는 방법에서 차이가 있다. 즉, 콘크리트구조기준에서는 인장증강효과를 2차식으로 가정하였고, 도로교설계 기준에서는 인장증강효과를 1차식[8]으로 가정하였다 [7].

$$s = \frac{\pi \rho_e}{0.3c_c} \left[ \frac{w_d}{\frac{f_s}{E_s} \left[ 1 - \beta_1 \beta_2 (1 + n \rho_e) \left( \frac{f_{sr}}{f_s} \right)^2 \right]} - 3.4c_c \right]^2 \quad (11)$$

$$s = \frac{\pi \rho_e}{0.3c_c} \left[ \frac{w_d}{\left[ \frac{f_s}{E_s} - 0.4 \frac{f_{ctm}}{E_s \rho_e} (1 + n \rho_e) \right]} - 3.4c_c \right]^2 \quad (12)$$

콘크리트구조기준 본문에서는 사용성 검증시 고려하는 하중으로 지속하중을 사용하고 있다. 따라서 최대철근간격 역시 지속하중을 고려하여 계산되어야 한다. 이를 위해 유효탄성계수를 통해 유효탄성계수비( $n_e$ )를 계산하고, 이를 식 (11)과 식 (12)에 대입함으로써 지속하중을 고려한 철근 간격을 산정할 수 있다.

$$n_e = \frac{E_s}{E_{ce}} \quad (13)$$

## 4. 간접균열제어를 위한 철근 간격 변수해석

### 4.1 해석 대상 제원 및 변수

콘크리트구조기준에서는 철근 간격에 대하여 동일 평면에 평행한 철근 사이의 수평 순간간격은 25 mm 이상 혹은 철근의 공칭지름 이상으로 규정하고 있고, 수평 최대간격은 450 mm 이하로 제시하고 있다[1]. 이 연구에서는 간접균열제어 인자로 사용되는 철근 간격에 영향을 미치는 변수에 대하여 해석적으로 검토하였다. 사용된 해석 변수로서 콘크리트 압축강도( $f_c$ )는 (30~80) MPa, 철근 항복강도( $f_y$ )는 300, 400 및 500 MPa이고, 피복두께( $c_c$ )는 30, 40 및 50 mm이다. 그리고 철근비는 균형철근비( $\rho_b$ )의 50 %, 단면 폭( $b$ )은 1 000 mm, 단면 높이( $h$ )는 400 mm, 허용균열폭은 0.3 mm로 가정하였다. 사용한 철근은 D16, 크리프 계수는 2.2로 가정하였다. 또한, 고정하중에 의한 비율( $M_D$ )은 주어진 철근비에 대한 공칭휨강도( $M_n$ )에 대하여 (0~100) %로 가정하였다.

### 4.2 철근 간격 변수 해석 결과 분석

Table 2에서는 앞선 1장의 식 (11)과 식 (12)에 따른 최대철근간격에 대하여 변수 해석한 결과를 나타내었다. 그리고 Fig. 1에서는  $f_c = 30$  MPa,  $f_y = 400$  MPa,  $c_c = 30$  mm 인 경우에 대하여 고정하중 비율에 따른

Table 2. Results of a maximum steel spacing to ratio of dead load

$M_D$ [%]	Maximum steel spacing, $s$ [mm]																	
	$f_y = 400 \text{ MPa}, c_c = 40 \text{ mm}$																	
	$f_c = 30 \text{ MPa}$			$f_c = 40 \text{ MPa}$			$f_c = 50 \text{ MPa}$			$f_c = 60 \text{ MPa}$			$f_c = 70 \text{ MPa}$			$f_c = 80 \text{ MPa}$		
	KHBDC	KSCDC	KCI	KHBDC	KSCDC	KCI	KHBDC	KSCDC	KCI	KHBDC	KSCDC	KCI	KHBDC	KSCDC	KCI	KHBDC	KSCDC	KCI
10	450	450	195	450	450	195	450	450	195	450	450	195	450	450	195	450	450	195
20	450	450	195	450	450	195	450	450	195	450	450	195	450	450	195	450	450	195
30	450	450	195	450	450	195	450	450	195	450	450	195	450	450	195	450	450	195
40	450	450	195	450	450	195	450	450	195	450	450	195	450	450	195	450	450	195
50	450	450	195	450	450	195	450	450	195	450	450	195	450	450	195	450	450	195
60	450	450	195	450	450	195	450	450	195	450	450	195	450	450	195	450	450	195
70	408	246	195	450	287	195	450	310	195	450	336	195	450	393	195	450	450	195
80	225	131	195	262	149	195	289	159	195	318	171	195	372	198	195	427	226	195
90	121	65	195	139	73	195	152	76	195	178	87	195	217	105	195	259	125	195
100	102	53	195	133	68	195	160	79	195	189	90	195	231	109	195	276	130	195

KHBDC : steel spacing according to design crack width in the KHBDC, eq. (12)  
 KSCDC : steel spacing according to design crack width in the KSCDC, eq. (11)  
 KCI : steel spacing to the present KSCDC, eq. (1)

철근 간격의 변화를 나타내었다. 이때, 콘크리트구조기준의 설계균열폭으로부터 식 (11)을 통해 유도된 철근 간격은 KSCDC, 도로교설계기준의 설계균열폭으로부터 식 (12)를 통해 유도된 철근 간격은 KHBDC 그리고 현재 콘크리트구조기준 본문의 철근 간격(식 (1))은 KCI로 나타내었다. 표와 그림에서 볼 수 있듯이 현재 콘크리트구조기준에 의한 철근 간격은 습윤환경에서 195 mm로서 사용하중을 사용하여 계산되므로 고정하중의 비율에 관계없이 철근 응력이 변하지 않아 동일한 철근 간격으

로 계산된다. 그러나 콘크리트구조기준과 도로교설계기준의 설계균열폭을 통해 유도된 철근 간격은 유효탄성계수를 통해 고정하중 비율의 영향이 반영되어 철근 응력이 지속적으로 변하고, 이에 따라 고정하중 비율이 증가함에 따라 철근 간격은 점차 작아지는 것으로 나타났다. 콘크리트구조기준의 설계균열폭을 통해 산정된 철근 간격은 고정하중 비율이 70 % 이하인 경우에는 현재 콘크리트구조기준에 의한 값에 비해 약 1.3~2.3 배 크게 산정되었고, 고정하중 비율이 80 % 이상인 경우에는 현재

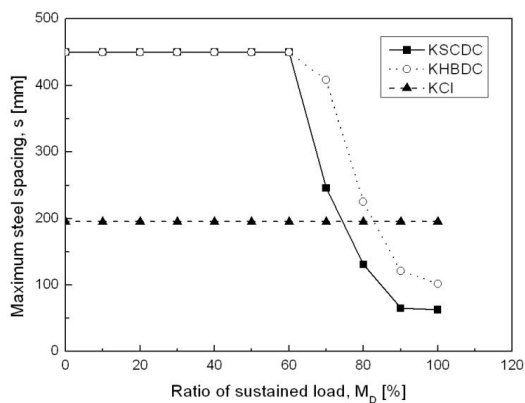


Fig. 1. Steel spacing to sustained load ratio

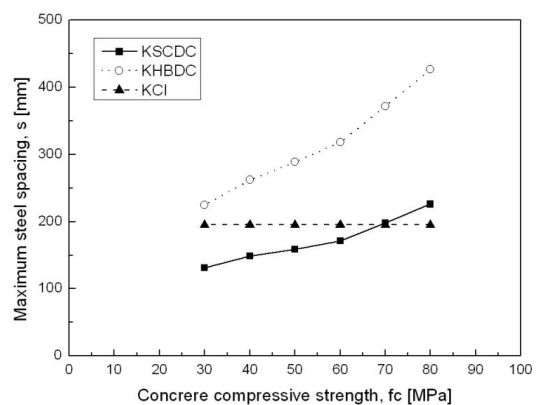


Fig. 2. Steel spacing to concrete compressive strength

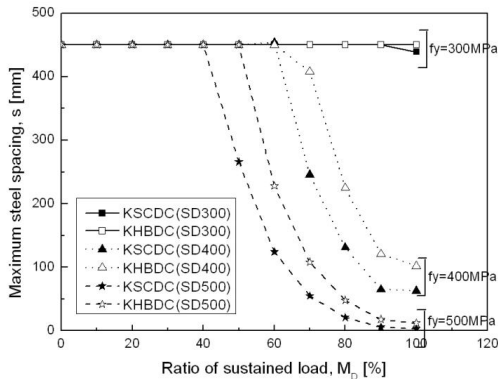


Fig. 3. Steel spacing to steel yield strength

콘크리트구조기준에 의한 값의 약 (27~67) % 수준으로 보수적인 결과를 나타냈다. 이에 반해 도로교설계기준의 설계균열폭을 통해 산정된 철근 간격은 고정하중 비율이 80 % 이하인 경우에는 현재 콘크리트구조기준에 의한 값에 비해 약 1.2~2.3배 크게 산정되었고, 고정하중이 90 % 이상인 경우에는 현재 콘크리트구조기준의 약 (52~62) % 수준으로 보수적인 결과를 나타냈다. 철근 항복강도가 400 MPa인 경우 사용하중 단계에서 철근 응력은 약 270 MPa이다. 그리고 유효탄성계수를 반영하여 계산된 철근 응력이 270 MPa인 경우는 고정하중 비율이 약 (60~70) %인 것으로 나타났다. 이때 유도된 식으로부터 계산된 철근 간격은 (246~450) mm로서 현재 콘크리트구조기준에 의한 값인 195 mm 보다 큰 철근 간격으로 나타났다. 이는 유도된 철근 간격은 설계균열폭이 한계값이 0.3 mm에 도달했을 경우에 대한 철근 간격인데 반해, 이 하중 단계에서 계산된 균열폭은 한계값에 미치지 못하고 있기 때문으로 판단된다.

Fig. 2에서는 고정하중 비율이 80 %이고,  $f_y = 400$  MPa이며  $c_c = 30$  mm인 경우 콘크리트 압축강도에 따른 철근 간격의 변화를 나타내었다. 그림에서 볼 수 있듯이 유효탄성계수를 반영한 철근 간격은 콘크리트 압축강도가 증가함에 따라 증가하였다. 그러나 현재 콘크리트구조기준에 의한 철근 간격은 이러한 콘크리트 압축강도의 영향을 반영하지 못하였다. 동일 조건에서 콘크리트구조기준의 설계균열폭을 통한 철근 간격은 도로교설계기준에 의해 유도된 철근 간격의 약 (53~58) % 수준으로 보수적인 설계를 유도하고 있는 것으로

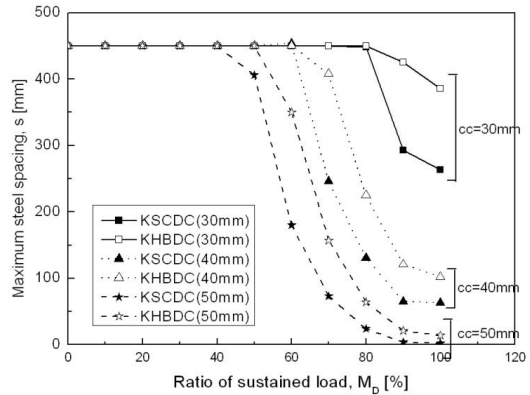


Fig. 4. Steel spacing to concrete cover depth

나타났다. 그리고  $f_c < 70$  MPa인 경우 현재 콘크리트 구조기준의 철근 간격은 콘크리트구조기준의 설계균열폭에 의한 철근 간격의 약 (43~79) % 수준으로 작게 산정되었고 도로교설계기준의 설계균열폭으로부터 산정된 철근 간격 보다도 작아 가장 보수적인 균열제어를 유도하고 있음을 알 수 있다. 이는 현재 콘크리트구조기준에서는 사용하중을 사용하므로 일반적으로 항복응력의 2/3 수준의 응력을 갖지만, 유효탄성계수를 사용할 경우에는 고정하중과 활하중의 비율에 의해 철근 응력이 작게 평가될 수 있기 때문으로 판단된다.

Fig. 3에서는 철근 항복강도에 따른 철근 간격의 변화를 나타내었다. 이때,  $f_c = 30$  MPa이고  $c_c = 40$  mm이다. 모든 해석 상태에서 철근 항복강도가 증가함에 따라 철근 간격은 감소하였다. 특히,  $f_y = 300$  MPa인 경우 설계균열폭을 통해 산정된 철근 간격은 대부분의 고정하중 비율에서 최대 철근 간격의 한계값인 450 mm로 나타났다. 이에 반해 현재 콘크리트구조기준에 의한 철근 간격은 183 mm로서 유도된 철근 간격의 약 41 % 수준으로 보수적인 설계를 유도하고 있다. 이는 고정하중과 활하중 비율을 고려하여 산정한 최대균열폭은 모든 해석 대상에서 0.19 mm 이하로 허용균열폭 0.3mm에 미치지 못하기 때문에 현재 콘크리트구조기준은 하중을 과대평가하고 있는 것으로 판단된다.

Fig. 4에서는 피복두께에 따른 철근 간격의 변화를 나타내었다. 이때,  $f_c = 30$  MPa이고  $f_y = 400$  MPa이다. 피복두께가 증가함에 따라 철근 간격은 감소하였다. 그러나 피복두께가 50 mm인 경우 즉, 피복두께가 단면높

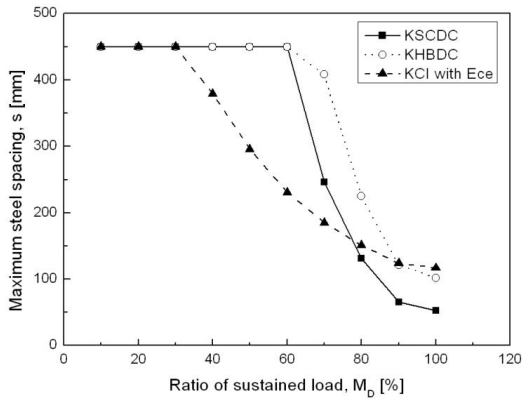


Fig. 5. Steel spacing using same steel stress with  $E_{cc}$

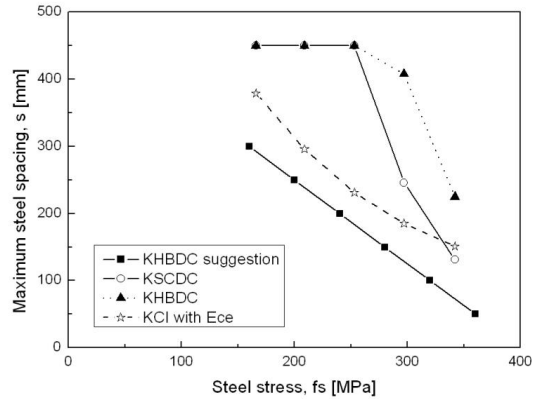


Fig. 6. Steel spacing to the KHBDC suggestion

이의 12.5 %인 경우, 고정하중 비율이 약 80 % 이상일 때 설계균열폭으로부터 환산된 철근 간격은 24 mm 이하의 값이 되어 실제 시공이 어려워질 수 있는 것으로 나타났다. 피복두께에 따른 철근 간격 역시 다른 변수의 영향에서와 마찬가지로 콘크리트구조기준의 설계균열폭으로부터 유도한 값이 도로교설계기준으로부터 유도한 값에 비해 작아 보수적인 설계를 유도하였다.

Fig. 5에서는 유효탄성계수를 사용하여 고정하중을 반영한 철근 응력을 산정하고 이 철근 응력을 현재 콘크리트구조기준(본문)의 철근 간격(식 (2))에 대입하여 산정한 값과 설계균열폭으로부터 유도한 철근 간격의 해석 결과를 나타내었다. 이때,  $f_c = 30$  MPa,  $f_y = 400$  MPa 이고  $c_c = 40$  mm 이다. 유효탄성계수를 사용할 경우 고정하중 비율이 증가함에 따라 철근 응력이 증가하여 철근 간격은 점차 감소한다. 특히, 동일한 철근 응력을 사용하였을 때, 철근 간격은 고정하중 비율이 (40~70) % 인 경우에는 현재 콘크리트구조기준의 식을 이용한 철근 간격이 가장 작아 보수적인 결과를 유도하였다. 그러나 고정하중 비율이 90 % 이상인 경우에는 현재 콘크리트구조기준의 식을 이용한 철근 간격이 다른 두 설계기준을 통한 유도값에 비해 약 1.02~2.21배 큰 철근 간격으로 나타났다.

Fig. 6에서는 도로교설계기준에서 제시하는 철근 응력에 따른 최대철근간격과 유도식에 의한 철근 간격의 크기를 나타내었다. 이때,  $f_c = 30$  MPa,  $f_y = 400$  MPa 이고,  $c_c = 40$  mm 이다. 그림에서 볼 수 있듯이 도로교설계기준에서 제시하는 최대 철근 간격은 가장 보수적인

었고, 이 값은 유효탄성계수비를 적용하여 현재 콘크리트구조기준의 철근 간격(식 (2))을 통해 계산된 철근 간격과 가장 유사한 값으로 나타났다.

## 5. 철근 간격을 이용한 간접균열제어 방법 제안

하중에 의하여 발생하는 균열의 경우, 활하중에 의해 발생하는 균열은 순간 균열로서 해당 활하중이 제거될 경우 닫히는 균열이다. 따라서 활하중에 의한 균열보다는 고정하중에 의해 발생하는 균열에 대하여 정확히 검증할 수 있어야 한다. 이러한 점을 감안할 때, 현재 콘크리트구조기준 본문의 균열 제어를 위한 하중 상태는 사용하중을 반영하므로 이러한 구조적 영향을 정확히 반영하고 있지 않다고 판단된다. 따라서 균열제어를 위해서는 콘크리트구조기준 부록과 같이 고정하중에 의한 영향을 고려하여 산정하는 것이 타당하고 판단된다. 이에 다음과 같이 간접균열제어 방법을 제안할 수 있다. 즉, 콘크리트구조기준이나 도로교설계기준의 설계균열폭으로부터 철근 간격을 유도하고(식 (11), 식 (12)), 고정하중에 의한 영향을 반영하기 위해 유효탄성계수비  $E_{cc}$ 를 적용하는 것이다. 이러한 방법을 통해 직접균열제어와 간접균열제어 사이의 해석 결과에 대한 모순을 제거하고 장기하중에 대한 영향을 충분히 고려할 수 있어 해석의 일관성과 합리성을 확보할 수 있을 것으로 판단된다.

## 6. 결론

이 연구에서는 콘크리트구조기준과 도로교설계기준에서 제시하고 있는 균열 제어 방법에 대하여 살펴보았다. 두 설계기준에서 제시하고 있는 설계균열폭으로부터 최대철근간격을 유도하였고 여러 변수에 대한 영향을 평가하였다. 특히, 고정하중의 영향을 반영하기 위하여 유효탄성계수비를 적용하였다. 이 연구의 해석 결과를 토대로 한 연구 내용을 요약하면 다음과 같다.

- 1) 콘크리트구조기준에 따른 균열 검증시 본문에서는 사용하중 하의 최대철근간격을 사용하지만, 부록에서는 지속하중 하의 균열폭을 사용한다. 따라서 균열 검증 및 해석에 사용하는 하중에 차이가 있어 검증 결과에 차이가 발생할 수 있다.
- 2) 고정하중 비율을 반영할 수 있는 유효탄성계수비를 적용한 설계균열폭으로부터 유도된 철근 간격을 사용함으로써 직접균열제어와 간접균열제어 사이의 일관성을 확보할 수 있을 것으로 판단된다.
- 3) 고정하중 비율이 증가하고, 콘크리트 압축강도가 감소하고, 철근 응력이 증가하며, 피복두께가 증가함에 따라 최대철근간격은 감소하였다.
- 4) 모든 해석 대상의 고정하중 비율에서 콘크리트구조기준에 의해 유도된 철근 간격은 도로교설계기준에 의해 유도된 철근 간격에 비하여 동등하거나 작아 보수적인 설계를 유도하였다.
- 5) 콘크리트구조기준과 도로교설계기준에서 제시하고 있는 철근 간격은 두 설계기준의 설계균열폭으로부터 유도된 철근 간격에 비하여 고정하중 비율이 약 70 % 이하인 경우 작게 산정되었다. 도로교설계기준에서 제시하는 철근 간격은 두 설계기준에 의한 유도값에 비해 작은 보수적인 철근 간격을 나타내었다.

## References

- [1] Korea Concrete Institute, Korea Structural Concrete Design Code 2012, pp. 84-85, 102, 299-302, 2012.
- [2] Korean Institute of Bridge and Structural Engineers, Korea Highway Bridge Design Code (Limit State Design), pp. 5-121-5-130, 2015.
- [3] Comite de Normalisation(CEN), Eurocode 2-Design of

Concrete Structures, 122-131, 2002.

- [4] W. Kim, Limit State Design of Concrete Structures, pp. 426-440, DongHwa Technology Publishing, 2015.
- [5] S. W. Choi, "A Study of Crack Control with an Effective Modulus of Elastic in RC Members : Focused on Bar Diameter", *Journal of Chosun College of Science & Technology*, vol. 52, no. 1, pp. 33-38, 2017.
- [6] S. W. Choi, W. Kim, "Crack Control in Reinforced Concrete Flexural Members", *Journal of the Korea Concrete Institute*, vol. 23, no. 4, pp. 471-478, 2011. DOI: <https://doi.org/10.4334/JKCI.2011.23.4.471>
- [7] S. W. Choi, W. Kim, "Indirect Crack Controlling Method Affected by Variation of Material Characteristics in Reinforced Concrete Flexural Members", *Journal of the Korea Concrete Institute*, vol. 23, no. 1, pp. 87-98, 2011. DOI: <https://doi.org/10.4334/JKCI.2011.23.1.087>
- [8] Fib, Structural Concrete, vol. 1, pp. 193-196, 1999.

## 최 승 원(Seung-Won Choi)

[정회원]



- 2003년 2월 : 서울대학교 지구환경 시스템공학부 (공학석사)
- 2008년 8월 : 서울대학교 지구환경 시스템공학부 (공학박사)
- 2013년 3월 ~ 현재 : 조선이공대학교 토목건설과 조교수

<관심분야>

콘크리트 구조 및 재료