

콘크리트 도로교 설계를 위한 저항계수 체계별 신뢰도 분석

Reliability Analysis of Concrete Road Bridge Designed with Different Resistance Factor Format

백 인 열 Paik, Inyeol
상 희 정 Sang, Hee Jung

정회원 · 경원대학교 토목환경공학과 부교수 (E-mail : pinyeol@kyungwon.ac.kr)
비엔에스엔지니어링 대리 (E-mail : hjsang@bnse.co.kr)

ABSTRACT

As a background study to apply the reliability-based resistance factors to the domestic concrete bridge design code, a comparative study is conducted for the design results and the reliability indexes obtained by adopting different resistance factor formats to yield the design strength of concrete structures. The design results which are calculated by applying the section resistance factors of the current domestic design code and the material resistance factors of Eurocode are compared for the concrete beam bridge. The reliability index is calculated by considering the uncertainties involved in material, dimension and strength equation during the design procedure to get the strength of concrete structure. Also, the sensitivity analysis is performed to figure out which design variables have great impact on the reliability index. The resistance factors of the current domestic bridge design code, AASHTO LRFD and Eurocode are applied to the bridge design for flexure and shear strength and the results show that the resistance factors of the domestic code give the largest reliability indexes. It is observed that the probabilistic distribution of the live load makes difference for the reliability index and the yield strength of reinforcing steel and the live load have great impact on the reliability of both flexural and shear strength of concrete beam through the sensitivity analysis.

KEYWORDS

section resistance factor, material resistance factor, reliability index, sensitivity analysis, concrete bridge design

요지

본 연구는 국내 콘크리트교량설계기준에 신뢰도기반 저항계수를 적용하기 위한 기초 연구로, 구조물의 설계강도를 산정하기 위하여 사용하는 저항계수체계에 따른 설계결과와 신뢰도지수를 비교분석하는 연구를 수행하였다. 현재 국내에서 적용하는 단면저항계수 및 유럽에서 사용하는 재료저항계수를 적용하여 콘크리트 빔 교량들에 대하여 동일한 설계를 수행한 결과를 비교분석하였다. 콘크리트 구조의 강도를 산정하는데 관련된 재료, 치수 및 해석의 불확실성을 고려하여 설계의 안전율인 신뢰도지수를 산정하고, 신뢰도지수에 큰 영향을 미치는 설계변수에 대한 민감도 분석을 수행하였다. 휨강도와 전단강도에 대하여 설계를 수행하였으며, 현행 국내 도로교설계기준, 미국 AASHTO LRFD, 유럽 Eurocode의 저항계수를 적용한 결과 국내 기준의 저항계수에 따른 설계의 신뢰도지수가 가장 컸으며, 활하중의 통계분포 형식에 따라 신뢰도지수에 차이가 있음을 보였다. 콘크리트 보의 휨과 전단에 대한 신뢰도지수에 미치는 영향은 철근의 항복강도와 활하중이 가장 큼을 민감도 분석결과를 통하여 알 수 있었다.

핵심용어

단면저항계수, 재료저항계수, 신뢰도지수, 민감도분석, 콘크리트 교량설계

1. 서론

콘크리트 구조의 저항강도는 재료강도의 편차, 시공오차, 해석오차 등 다양한 불확실성을 가진 설계변수들로 인하여, 확정된 값이기보다는 통계적인 분포를 갖는 통계변수로 볼 수 있다. 선진국의 설계기준서인 미국의 AASHTO LRFD(2007), ACI 콘크리트구조설계기준서(2008)와 유럽의 Eurocode(2002)는 설계에 관련된 저항강도와 하중을 통계변수로 보고 설계에 대한 안전율을 통계 및 신뢰도에 기반한 연구를 통하여 결정하고 있다. 국제적인 경쟁력 강화를 위하여 국내에서도 선진적인 설계법을 도입하기 위하여 신뢰도 기반 설계기준에 대한 연구가 활발히 진행되고 있다(정영수 등, 2005; 황의승 등, 2006).

설계의 안전율을 확보하기 위하여 기준서에는 하중 및 구조저항에 안전계수를 적용하고 있다. 이 중 구조저항에 적용하는 안전계수는 국내의 콘크리트기준과 미국 기준에서와 같이 단면의 공칭강도를 산정하고 여기에 단면저항계수(section resistance factor)를 곱하여 설계단면강도를 구하는 체계를 택하고 있으며, 반면에 Eurocode에서는 재료별 공칭강도에 재료저항계수(material resistance factor)들을 곱하여 재료들의 설계강도를 구한 후 이를 이용하여 단면의 설계강도를 구하는 체계를 택하고 있다. 특히 콘크리트 구조와 같이 상이한 재료들이 합성된 구조인 경우에는 휨, 전단, 축력 등의 개별 단면력별로 단면저항계수를 정해지기보다 기초 재료별로 저항계수를 정하여 주는 면에서 재료저항계수체계가 유리하므로, 저항계수의 체계가 설계에 미치는 효과와 안전율에 대한 비교 연구가 필요한 실정이다.

본 연구는 콘크리트 도로교량 설계에 적용하는 저항계수의 체계에 따른 설계결과를 비교분석하고 설계의 신뢰도지수를 산정하는 연구를 수행하여 국내 설계기준에 적용하기 위한 기초자료를 제공하는 연구를 수행하였다. 구조물의 설계강도를 구하기 위하여 국내에서 현재 적용하고 있는 단면저항계수체계와 유럽의 콘크리트기준에서 적용하고 있는 재료저항계수체계에 의한 설계를 수행하여 설계 결과와 신뢰도지수를 비교분석한다. 연구 대상 교량은 철근콘크리트 T 빔교로 하여 국내 현장에서 수집한 콘크리트 및 철근의 강도에 관한 통계자료를 적용하여 구조물의 신뢰도해석을 수행하며, 민감도 분석을 통하여 설계에 사용되는 변수들이 구조물의 안전율에 미치는 영향을 살펴본다.

2. 단면 설계

콘크리트 구조물의 단면 설계는 강도설계법에 따라 외부하중 효과로 인한 소요강도보다 구조물이 제공하는 설계강도가 크도록 하여야 한다. 이 연구에서는 콘크리트 구조의 설계강

도는 현행 도로교설계기준(2010)과 AASHTO LRFD 및 Eurocode의 저항계수를 각각 적용하고, 하중에 의한 소요강도는 현행 도로교설계기준의 하중모델을 공통적으로 따른다.

2.1. RC T 빔교의 단면 및 설계제원

본 연구에서 사용하는 콘크리트 T 빔교의 지간은 그 주된 적용범위를 중심으로 하여 9m, 12m, 15m, 18m의 4가지로 하였다. 이 중에서 지간이 12m인 경우에 대하여 그림 1에 교량의 횡단면도와 그림 2에 보 설계를 위한 하나의 단면제원을 각각 나타내었다. 4가지 보의 단면제원은 표 1과 같이 지간의 변화에 따라 유효깊이 d 를 변화시킨다. 콘크리트의 압축강도는 30MPa, 인장철근 및 전단철근의 항복강도는 400MPa로 가정한다.

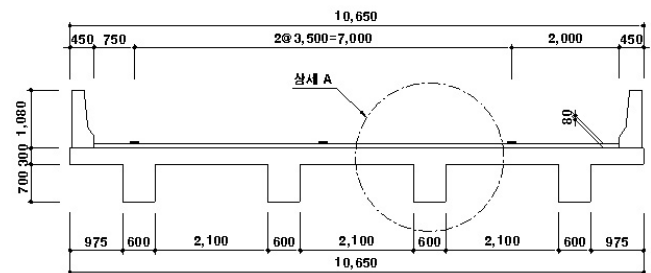


그림 1. 지간 12m인 경우의 교량 횡단면도

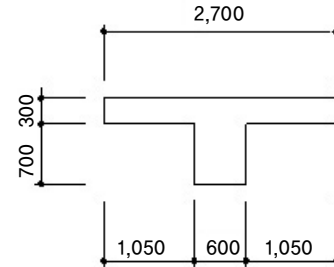


그림 2. 지간 12m인 경우의 단면제원

표 1. RC T 빔교의 단면제원

(단위: mm)

지 간	유효깊이, d	높이, h	유효폭, b_{eff}	복부폭, b_w	슬래브두께, t_f
9,000	820	950	2,700	600	300
12,000	870	1000			
15,000	920	1050			
18,000	970	1100			

이 연구에서 설계활하중은 도로교설계기준(2010)의 트럭하중모형을 적용하였으며, 대상 교량이 1등급이므로 DB-24와 DL-24하중을 적용하였다. 다차로재하계수는 3차로 재하

시 90%, 4차로 이상 재하 시 75%이다. 단면의 강도설계를 위한 극한하중 U 를 구하기 위하여, 고정하중과 활하중의 하중조합에 대해 해석을 수행하였으며, 이때 사용하는 하중계수는 아래의 식 (1)과 같이 고정하중 D 에 대하여 1.3, 활하중 L 에 대하여 2.15를 사용하였다.

$$U = 1.3D + 2.15L \quad (1)$$

2.2. 부재력 집계

신뢰도해석을 위해 구조물에 작용하는 부재력을 집계한다. 콘크리트 T 빔교에 도로교설계기준(2010)의 활하중, 하중계수, 다차로계수를 적용했을 때 구조물에 작용하는 부재력을 각 단면력별로 집계한다. MIDAS를 이용하여 구조해석을 수행하였고, 이때 D_1 은 자중에 의한 단면력이고, D_2 는 기타 추가하중에 의한 단면력이다. L 은 활하중에 의한 단면력이다. 하중계수를 적용해 계수하중 단면력을 계산하였다.

콘크리트 T 빔교의 휨모멘트와 전단력을 집계하면 표 2 및 표 3과 같다.

표 2. 소요 모멘트의 집계

(단위: kN·m)

시간[m]	M_{D1}	M_{D2}	M_L	M_U
9	218.89	87.49	384.43	1,224.82
12	419.78	154.92	620.85	2,081.94
15	630.17	217.06	824.84	2,874.81
18	850.09	278.15	1,226.56	4,103.82

표 3. 소요 전단력의 집계

(단위: kN)

시간[m]	V_{D1}	V_{D2}	V_L	V_U
9	112.48	57.28	269.48	800.07
12	158.75	76.94	309.70	972.25
15	207.13	94.94	337.01	1,117.26
18	257.63	111.72	446.00	1,439.06

2.3. 콘크리트 단면의 휨 설계

휨설계는 세 가지 방법으로 수행하였다. 단면력저항계수체계를 적용하는 도로교설계기준과 AASHTO LRFD의 저항계수 값에 의한 설계를 하였고, 재료부분 안전계수체계를 적용하는 Eurocode의 저항계수 값을 적용하여 설계하였다.

2.3.1. 단면계수체계에서의 휨 설계

휨에 대한 설계는 외부하중효과에 의한 소요강도 M_U 보다 구조물이 제공하는 설계강도 M_d 가 크도록 하는 것이 원칙이다. 이 연구에서는 두 값이 같아지는 경우인 한계상태에 대한

신뢰도해석을 위해 식 (2)와 같이 설계강도가 소요강도와 동일하게 되도록 단면을 설계한다.

$$M_U = M_d \quad (2)$$

즉, 콘크리트 T 빔의 휨에 대한 인장철근 면적 A_s 는 식 (3)과 같이 하중계수와 저항계수 조합에 따라 하중효과와 저항효과가 동일하게 되도록 정한 값을 쓰도록 한다.

$$\gamma_D M_D + \gamma_L M_L = \phi M_n \quad (3)$$

하중계수는 도로교설계기준의 값을 사용하며, 휨에 대한 단면저항계수 ϕ_f 는 표 4의 값을 사용한다.

표 4. 휨에 대한 단면저항계수, ϕ_f

설계기준	기 호	저항계수
도로교설계기준	ϕ_{JK}	0.85
AASHTO LRFD	ϕ_{JA}	0.90

표 4의 ϕ_{JK} 는 도로교설계기준의 휨강도에 대한 단면력저항계수이며, ϕ_{JA} 는 AASHTO LRFD의 휨강도에 대한 단면력저항계수이다.

단면의 설계휨강도 M_d 는 아래 식 (4)를 이용하여 구하며, 이 식에 사용한 등가 직사각형 응력분포의 깊이를 구하면 식 (5)와 같다.

$$M_d = \phi_f A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (4)$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_{ck} b} \quad (5)$$

2.3.2. 재료저항계수체계에서의 휨 설계

한계상태에 대한 신뢰도분석을 위하여 하중계수를 적용한 하중조합에 의한 소요강도와 재료저항계수를 곱한 설계강도가 동일하게 하는 철근량을 찾는다.

$$\gamma_D M_D + \gamma_L M_L = M_d \quad (6)$$

하중계수는 도로교설계기준의 값을 사용하며, 우변의 설계강도 M_d 를 구할 때 사용된 재료저항계수는 표 5와 같이 콘크리트에 대하여 γ_c , 철근에 대하여 γ_s 를 적용한다.

Eurocode 설계기준에 의한 단면의 공칭휨강도 M_n 은 아래 식 (7)을 이용하여 구하며, 이 식에서 사용한 등가 직사각형 응력분포의 깊이를 구하면 식 (8)과 같다.

표 5. 재료저항계수, γ

설계기준	재 료	저항계수
Eurocode	콘크리트, γ_c	1.5
	철근, γ_s	1.15

$$M_d = A_s \frac{f_y}{\gamma_s} \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (7)$$

$$a = \frac{A_s (f_y / \gamma_s)}{0.85 (f_{ck} / \gamma_c) b} \quad (8)$$

2.3.3. 저항계수체계별 휨 철근 및 휨 강도의 비교

이와 같은 과정을 거쳐 저항계수체계별로 설계된 휨 철근량은 표 6과 같다.

표 6. 저항계수 체계별 설계 철근량

(단위: mm²)

지간(m)	$\phi_{fK}=0.85$	$\phi_{fA}=0.90$	$\gamma_c=1.5, \gamma_s=1.15$
9	4,464 (1.0)	4,212 (0.94)	4,383 (0.98)
12	7,212 (1.0)	6,802 (0.94)	7,099 (0.98)
15	9,474 (1.0)	8,932 (0.94)	9,343 (0.99)
18	12,945 (1.0)	12,198 (0.94)	12,804 (0.99)

※괄호 안의 숫자는 $\phi_{fK}=0.85$ 인 경우에 대한 비율을 나타냄.

표 6으로부터 ϕ 를 0.05 증가시키면 약 6%의 철근을 감소시킬 수 있음 알 수 있다.

각 체계별로 구한 공칭 휨강도는 표 7과 같다. 여기서, 공칭휨강도 M_n 은 식 (4) 및 식 (7)에서 ϕ_f 와 γ_s 가 각각 1인 경우이다.

$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (9)$$

표 7. 저항계수 체계별 공칭휨강도

(단위: kN·m)

지간(m)	$\phi_{fK}=0.85$	$\phi_{fA}=0.90$	$\gamma_c=1.5, \gamma_s=1.15$
9	1,440.98	1,360.91	1,415.34
12	2,449.34	2,313.26	2,412.05
15	3,382.12	3,194.23	3,336.90
18	4,828.02	4,559.80	4,777.36

저항계수 체계가 다르므로 안전율을 비교해보기 위해 재료저항계수체계에 대하여 다음과 같이 등가의 단면저항계수를 구하였다. 단면의 설계조건은 식 (2)와 같고, 2.2절에서 구한 계수 휨모멘트를 공칭 휨강도로 나누면 등가의 단면저항계수

ϕ_{eq} 를 아래 식 (10)와 같이 산출할 수 있다.

$$\phi_{eq} = \frac{M_d}{M_n} \quad (10)$$

표 7의 재료저항계수체계에 대한 공칭휨강도로 표 2의 소요휨모멘트를 나누어 평균 등가단면저항계수를 구하면 $\phi_{eq} = 0.86$ 이 된다. 휨강도의 그래프는 그림 3과 같으며 그래프에서 알 수 있듯이 재료저항계수를 적용할 때와 단면계수 $\phi_{fK} = 0.85$ 를 적용한 경우에 비슷한 단면강도를 제공한다는 것을 알 수 있다.

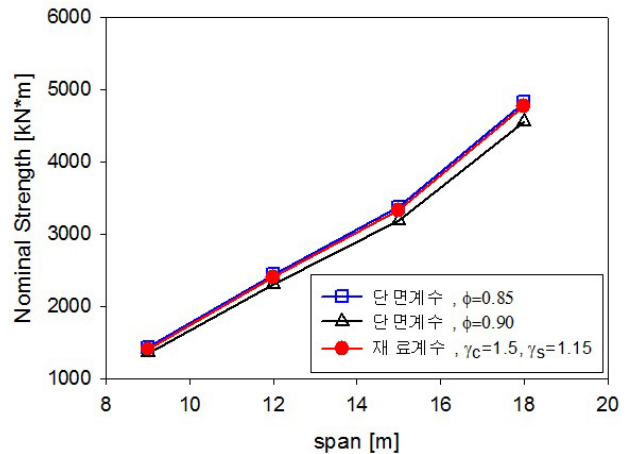


그림 3. 공칭 휨강도의 비교

2.4. 콘크리트단면 전단 설계

보의 전단 설계도 2.3절의 휨 설계와 같이 세 가지 저항계수를 적용하여 설계를 수행하였다.

2.4.1. 단면저항계수체계에 따른 전단 설계

한계상태에 대한 신뢰도해석을 위해 콘크리트 T 빔교의 전단에 대한 보강철근 면적 A_v 는 식 (11)과 같이 해석예제에서 사용하는 하중계수와 저항계수 조합에 따라 하중효과와 저항효과가 동일하게 되도록 정한 값들을 쓰도록 한다.

$$\gamma_D V_D + \gamma_L V_L = \phi V_n \quad (11)$$

여기서 사용한 하중계수는 식(1)의 도로교설계기준의 하중계수를 사용하며, 단면저항계수 ϕ 는 표 8의 값을 사용한다.

표 8의 ϕ_{vK} 는 도로교설계기준의 전단에 대한 단면계수이며, ϕ_{vA} 는 AASHTO LRFD의 전단에 대한 단면계수이다.

단면의 공칭 전단강도 V_n 은 콘크리트가 부담하는 전단강도 V_c 와 전단철근이 부담하는 전단강도 V_s 의 합으로 구성되며 식 (12)와 같다.

표 8. 전단에 대한 단면저항계수, ϕ_v

설계기준	기 호	저항계수
도로교설계기준	ϕ_{vK}	0.80
AASHTO LRFD	ϕ_{vA}	0.85

$$V_n = V_c + V_s = \frac{1}{6} \sqrt{f_{ck}} b_w d + \frac{A_s f_y d}{s} \quad (12)$$

여기서, s 는 전단철근의 간격이다.

2.4.2. 재료저항계수체계에 따른 전단 설계

Eurocode로 전단설계 시 전단철근 면적은 하중계수를 적용한 소요강도와 단면강도에 재료저항계수를 곱한 설계강도가 동일하게 하는 철근량을 찾아 설계한다.

$$\gamma_D V_D + \gamma_L V_L = V_d \quad (13)$$

식 (13)에서 설계 전단강도 V_d 를 구할 때 사용된 재료부분 안전계수 γ 는 휨 설계에 적용한 값과 동일하게 표 5의 값을 사용한다.

Eurocode에서는 콘크리트가 부담하는 전단강도 $V_{d,c}$ 는 다음 식 (14)와 같이 구하며, 이 값이 V_u 보다 클 경우는 전단철근을 설계하지 않는다.

$$V_{d,c} = C_{d,c} K (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} b_w d \geq (0.035 K^{3/2} f_{ck}^{1/2}) b_w d \quad (14)$$

$$\text{여기서, } C_{d,c} = \frac{0.18}{\gamma_c}, K = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0, \rho_l = \frac{A_s}{b_w d} \leq 0.02$$

이고, A_s 은 인장철근량이다.

$V_{d,c}$ 만으로 외력에 의한 소요강도를 만족하지 못하면 전단철근을 설계하며 수직 스테럽에 대하여 식 (15)의 $V_{d,s}$ 를 설계강도 V_d 로 사용한다.

$$V_d = V_{d,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{yw} \cot \theta \quad (15)$$

여기서, θ 는 콘크리트 압축 스트럿과 주인장철근 사이의 경사각으로 $1 \leq \cot \theta \leq 2.5$ 의 범위이다.

Eurocode에서는 공칭값의 상한선을 규정하고 있다. 식 (16)에 의해 구한 공칭값의 상한값 $V_{d,max}$ 와 식 (15)으로 구한 값과 비교하여 작은 값을 선택하여 쓰도록 한다.

$$V_{d,max} = \frac{\alpha_{cc} b_w z v f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} \quad (16)$$

식 (15)와 (16)에서 A_{sw} 는 전단철근의 단면적, s 는 전단철근의 간격, $z = 0.9d$, f_{yw} 는 전단철근의 항복강도,

$$\cot \theta = \frac{w + \sqrt{w^2 - 4}}{2}, w = \cot \theta + \tan \theta = \frac{0.9 b_w d v f_{cd}}{V_u} \text{ 이다.}$$

w 의 계산에서 v 는 콘크리트의 유효강도계수로, $v = 0.6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right)$, $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$ 이다. 식 (15)의 전단강도계산에 있어서 스트럿의 경사각 $\cot \theta$ 의 변화를 통하여 콘크리트가 부담하는 전단강도를 간접적으로 반영한다.

2.4.3. 저항계수체계별 전단철근 및 전단강도의 비교

이와 같은 과정을 거쳐 저항계수체계별로 설계된 전단 철근 간격은 아래 표 9와 같다.

표 9. 저항계수체계별 전단철근 간격, s

(단위: mm)

지간(m)	$\phi_{vK}=0.80$	$\phi_{vA}=0.85$	$\gamma_c=1.5, \gamma_s=1.15$
9	236 (1.0)	265 (1.12)	319 (1.35)
12	187 (1.0)	207 (1.11)	278 (1.49)
15	164 (1.0)	180 (1.10)	256 (1.56)
18	122 (1.0)	133 (1.10)	210 (1.72)

※괄호 안의 숫자는 $\phi_{vK}=0.80$ 인 경우에 대한 비율을 나타냄.

전단설계는 설계방식에 차이가 있으므로, 전단철근 간격에서도 차이를 보였다. 대체적인 경향은 단면저항계수체계가 안전 측으로 설계되어 철근간격이 좁은 것을 알 수 있으며, 전반적으로 지간이 길어질수록 그 차이가 커짐을 알 수 있다. 저항계수체계별로 구한 공칭전단강도는 표 10과 같다.

표 10. 저항계수체계별 공칭전단강도

(단위: kN)

지간(m)	$\phi_{vK}=0.80$	$\phi_{vA}=0.85$	$\gamma_c=1.5, \gamma_s=1.15$
9	1,000.09	9,41.26	919.50
12	1,215.32	1,143.83	1,117.38
15	1,396.58	1,314.43	1,284.04
18	1,798.82	1,693.01	1,653.87

식 (17)과 같이 재료저항계수를 적용하여 구한 표 10의 공칭전단강도를 표 3의 계수하중에 나누면 평균 등가단면저항계수 $\phi_{eq} = 0.87$ 을 얻게 된다.

$$\phi_{eq} = \frac{V_u}{V_n} \quad (17)$$

그림 4의 공칭전단강도 그래프에서 알 수 있듯이 단면저항 계수체계보다 재료저항계수체계가 보다 경제적으로 설계되었음을 알 수 있다.

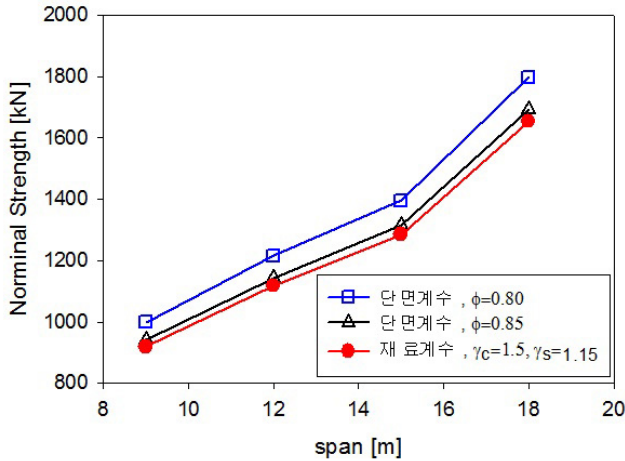


그림 4. 전단 공칭강도의 비교

3. 단면 강도의 통계 특성

단면강도의 통계 특성을 결정하기 위해서 Monte-Carlo 시뮬레이션을 통하여 10,000개의 단면을 생성한 후 이들의 강도를 각각 계산하여 통계 처리한다. 각 단면을 생성하기 위하여 사용된 통계변수는 표 11과 같다. 재료의 통계적 성질은 국내 현장의 자료를 수집하여 연구한 결과(백인열 등, 2011)를 적용하였으며, 치수와 휨강도 및 전단강도의 해석에 내재하는 불확실성을 고려하기 위한 통계 특성은 해외 문헌자료(Ellingwood et al., 1980; Nowak et al., 1994; Nowak and Szerszen, 2003)의 값을 적용하였다.

표 11. 기본 변수의 통계 성질

분류	기본 변수	편중계수 λ	변동계수 V
재료	콘크리트압축강도, f_{ck}	1.18	0.06
	철근 인장강도, f_y	1.20	0.10
치수	철근 면적, A_s, A_v	1.00	0.015
	유효 깊이, d (mm)	1.00	17.78 / d
해석	휨강도	1.02	0.06
	전단강도	1.075	0.10

여기서, 편중계수(bias factor) λ 와 변동계수(coefficient of variation) V 는 다음 식 (18)과 (19)와 같이 각각 나타낸다.

$$\lambda = \frac{\mu}{X_n} \quad (18)$$

$$V = \frac{\sigma}{\mu} \quad (19)$$

여기서, X_n 은 설계변수의 공칭값, μ 는 평균, σ 는 표준편차를 나타낸다.

λ_M 은 재료(material)의 편중계수이며 λ_F 는 시공성(fabrication)에 대한 편중계수이다. 이를 하나의 계수로 만들어 재료 및 치수의 통계특성을 고려한 편중계수와 변동계수 λ_{FM} 과 V_{FM} 로 표현한다. 2장의 휨과 전단에 관한 강도산정식에 표 11의 기본 변수의 통계 특성을 적용하여 휨강도와 전단강도의 λ_{FM} 과 V_{FM} 을 각각 구할 수 있다. 여기에 표 11의 해석에 관한 계수(professional factor)인 λ_p, V_p 를 적용하면, 최종적인 휨과 전단 저항강도의 편중계수 λ_R 와 변동계수 V_R 를 아래 식 (20), (21)를 이용하여 구할 수 있다.

$$\lambda_R = \lambda_{FM} \lambda_p \quad (20)$$

$$V_R = \sqrt{(V_{FM})^2 + (V_p)^2} \quad (21)$$

시뮬레이션을 할 때 재료와 치수에 대한 분포형식은 모두 정규분포로 가정하였다. 저항계수체계별로 시뮬레이션 결과가 표 12 및 표 13에 요약되어 있다.

표 12. 저항계수체계별 휨강도의 통계적 성질

지간(m)	$\phi_{fk} = 0.85$		$\phi_{fA} = 0.90$		$\gamma_c = 1.5, \gamma_s = 1.15$	
	λ_R	V_R	λ_R	V_R	λ_R	V_R
9	1.229	0.129	1.227	0.131	1.228	0.129
12	1.230	0.128	1.230	0.129	1.228	0.130
15	1.231	0.128	1.230	0.128	1.229	0.129
18	1.231	0.127	1.231	0.127	1.231	0.128
평균	1.230	0.128	1.230	0.129	1.229	0.129

휨에 대한 통계적 성질의 평균값은 단면저항계수체계와 재료저항계수체계의 경우 모두 $\lambda_R = 1.23, V_R = 0.129$ 로 산출되었다.

표 13. 저항계수체계별 전단강도의 통계적 성질

지간(m)	$\phi_{vK} = 0.80$		$\phi_{vA} = 0.85$		$\gamma_c = 1.5, \gamma_s = 1.15$	
	λ_R	V_R	λ_R	V_R	λ_R	V_R
9	1.291	0.143	1.292	0.144	1.289	0.144
12	1.290	0.143	1.290	0.143	1.289	0.144
15	1.289	0.143	1.289	0.144	1.289	0.144
18	1.289	0.143	1.290	0.143	1.291	0.143
평균	1.290	0.143	1.290	0.144	1.290	0.144

전단에 대한 통계적 성질의 평균값은 동일하게 $\lambda_R = 1.29, V_R = 0.144$ 로 산출되었다.

4. 신뢰도 분석

콘크리트 보의 휨 및 전단에 대한 강도한계상태 방정식을 수립한 후 앞에서 구한 강도 통계특성을 적용하여 신뢰도지수를 산출한다. 또한 설계 변수가 단면 강도의 신뢰도지수에 미치는 영향을 알아보기 위하여 민감도 분석을 수행한다.

한계상태 방정식 g 는 저항 R 과 하중효과 Q 와의 차이로 표현되며 식 (22)과 같다.

$$g = R - Q \quad (22)$$

구조물의 안전은 식 (22)과 같이 한계상태 방정식의 여유 정도에 따라 결정되며, $g = 0$ 인 경우가 한계상태이며, $g > 0$ 이면 구조물이 안전하고, $g < 0$ 이면 안전하지 않다고 판단할 수 있다. 저항과 하중을 통계변수로 나타내고 한계상태 방정식이 $g < 0$ 이 되는 확률을 파괴확률 P_f 라고 한다. 파괴확률을 이용하여 신뢰도 지수를 구하며, 이 논문에서는 식 (22)의 한계상태 방정식을 기본으로 신뢰도지수를 구하는 방법 중에 1차 신뢰도 기법인(first order reliability method, FORM) Rackwitz-Fiessler의 방법으로 신뢰도지수를 산출하였다(Nowak and Collins, 2000; Melchers, 1999).

4.1. 휨 강도의 신뢰도지수

표 12에서 구한 휨 강도에 대한 통계 성질과 표 14와 같은 하중의 통계 성질을 적용하여 신뢰도지수를 구한다. 이 연구에서 하중에 대한 통계 성질은 ASHTO LRFD 기준 보정(Nowak, 1999)에 사용한 값을 참고로 구성하였다. 고정하중을 D_1 , 아스팔트의 자중을 D_2 , 활하중을 L 로 한다. 활하중의 분포는 정규분포와 극치분포 I 형식(Gumbel 분포)으로 가정한 경우에 대하여 결과를 비교하였다.

표 14. 하중에 대한 통계 성질

분류	기호	편중계수 λ	변동계수 V	분포형식
Q (하중)	D_1	1.05	0.10	정규분포
	D_2	1.00	0.25	정규분포
	L	1.00	0.18	정규분포, 극치분포

현행 도로교설계기준과 같이 단면저항계수 $\phi_{fk} = 0.85$ 를 적용한 경우의 신뢰도지수는 표 15와 같다. 활하중이 정규분포일 때 평균 신뢰도지수는 $\beta = 5.39$ 이고, 극치분포인 경우는 평균적으로 $\beta = 4.58$ 으로, 정규분포인 경우가 약 18% 정도 크게 나타났다.

표 15. 단면저항계수 $\phi_{fk} = 0.85$ 를 적용한 경우의 신뢰도지수

지간(m)	β M_L - 정규분포	β M_L - 극치분포
9	5.38	4.52
12	5.38	4.58
15	5.36	4.61
18	5.45	4.61
평균	5.39	4.58

AASHTO LRFD와 같이 단면저항계수 $\phi_{fk} = 0.90$ 을 적용한 경우의 신뢰도지수는 표 16과 같다. 활하중이 정규분포일 때 평균 신뢰도지수 $\beta = 5.00$ 이고, 극치분포일 경우는 $\beta = 4.31$ 로, 정규분포인 경우가 약 16% 정도 크게 나타났다. 또한, 단면저항계수가 $\phi_{fk} = 0.85$ 에서 $\phi_{fk} = 0.90$ 으로 0.05만큼 증가하면 신뢰도지수는 약 0.27~0.39만큼 감소하는 경향을 보인다.

표 16. 단면저항계수 $\phi_{fk} = 0.90$ 을 적용한 경우의 신뢰도지수

지간(m)	β M_L - 정규분포	β M_L - 극치분포
9	4.96	4.25
12	5.00	4.32
15	4.98	4.34
18	5.06	4.34
평균	5.00	4.31

Eurocode와 같이 재료저항계수 $\gamma_c = 1.5$, $\gamma_s = 1.15$ 를 적용하는 경우의 신뢰도지수는 표 17과 같다. 활하중이 정규분포일 때 평균 신뢰도지수는 $\beta = 5.29$ 이고, 극치분포 $\beta = 4.48$ 인 경우로, 정규분포인 경우가 약 18% 정도 크게 나타났으며, 단면저항계수 $\phi_{fk} = 0.85$ 를 적용한 결과와 비슷한 값을 보였다.

표 17. 재료부분안전계수 $\gamma_c = 1.5$, $\gamma_s = 1.15$ 를 적용한 경우의 신뢰도지수

지간(m)	β M_L - 정규분포	β M_L - 극치분포
9	5.29	4.43
12	5.24	4.48
15	5.27	4.51
18	5.36	4.51
평균	5.29	4.48

이상의 결과를 비교하여 도시하면 그림 5와 같다. 활하중 분포가 정규분포인 경우가 극치분포인 경우보다 신뢰도지수가 크게 나오고, 단면저항계수체계별 신뢰도지수의 차이를 비교할 수 있다.

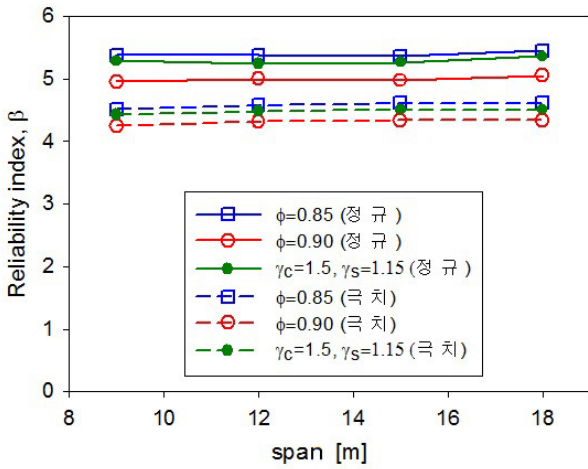


그림 5. 휨 강도의 신뢰도지수

4.2. 전단 강도의 신뢰도지수

보의 전단강도에 대하여 표 1과 같이 구한 전단강도에 대한 통계 성질과 표 14의 하중 통계 성질을 적용하여 신뢰도 지수를 구한다.

도로교설계기준의 전단에 대한 단면저항계수인 $\phi_{v,k}=0.80$ 을 적용한 경우의 신뢰도지수는 표 18과 같다. 활하중이 정규분포일 때 평균 신뢰도지수는 $\beta = 5.65$ 이고, 극치분포인 경우는 $\beta = 4.82$ 로, 정규분포인 경우가 약 17% 정도 크게 나타났다.

표 18. 단면저항계수 $\phi_{v,k} = 0.80$ 을 적용한 경우의 신뢰도지수

지간(m)	β V_L - 정규분포	β V_L - 정규분포
9	5.69	4.79
12	5.65	4.81
15	5.63	4.86
18	5.64	4.83
평균	5.65	4.82

AASHTO LRFD와 같이 단면저항계수 $\phi_{v,A}=0.85$ 를 적용한 경우의 신뢰도지수는 표 19와 같다. 활하중이 정규분포일 때 평균 신뢰도지수 $\beta = 5.28$ 이고, 극치분포일 경우는 $\beta = 4.56$ 으로, 정규분포인 경우가 약 16% 정도 크게 나타났다.

표 19. 단면저항계수 $\phi_{v,A} = 0.85$ 를 적용한 경우의 신뢰도지수

지간(m)	β V_L - 정규분포	β V_L - 정규분포
9	5.32	4.51
12	5.30	4.56
15	5.24	4.58
18	5.27	4.57
평균	5.28	4.56

다. 전단에 대한 단면저항계수가 $\phi_{v,k}=0.80$ 에서 $\phi_{v,A}=0.85$ 로 0.05만큼 증가하면 신뢰도지수는 약 0.26~0.28만큼 감소하는 경향을 보인다.

Eurocode와 같이 재료저항계수 $\gamma_c=1.5, \gamma_s=1.15$ 를 적용한 경우의 신뢰도지수는 표 20과 같다. 활하중이 정규분포일 때 평균 신뢰도지수 $\beta = 5.11$ 이고, 극치분포 I형일 경우는 $\beta = 4.45$ 로, 정규분포인 경우가 약 15% 정도 크게 나타났다. 위의 두가지의 단면저항계수를 적용했을 때보다 작은 결과를 보인다.

표 20. 재료부반안전계수 $\gamma_c = 1.5, \gamma_s = 1.15$ 를 적용한 경우의 신뢰도지수

지간(m)	β M_L - 정규분포	β M_L - 정규분포
9	5.15	4.40
12	5.12	4.44
15	5.09	4.48
18	5.09	4.48
평균	5.11	4.45

이상의 결과를 비교하여 도시하면 그림 6과 같다. 휨강도에서와 같이 활하중 분포가 정규분포인 경우가 극치분포인 경우보다 신뢰도지수가 크게 나오고, 재료저항계수를 적용한 경우가 가장 낮은 신뢰도지수를 보임을 알 수 있다.

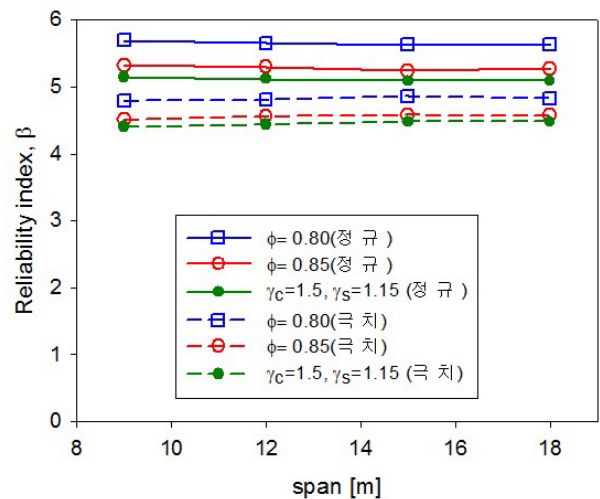


그림 6. 전단강도의 신뢰도지수

4.3. 민감도 분석

구조물의 안전율을 나타내는 신뢰도지수는 설계변수를 구성하는 재료, 치수, 하중의 통계 성질 값에 따라 민감하게 변한다. 콘크리트 T 빔 교의 단면강도에 영향을 주는 설계변수로는 재료의 f_{ck}, f_y 가 있고 치수의 A_s, A_v, d 등이 있다. 하중은 고정하중 D_1 과, 아스팔트자중 D_2 와, 활하중 L 이 작용한다. 각 설계변수의 크기와 통계 성질이 신뢰도지수에 얼마

나 영향을 주는지를 알아보기 위해서 각 변수별로 편중계수와 변동계수의 변화를 통해 민감도분석을 수행하였다.

4.3.1. 휨강도의 민감도 분석

지간 12m인 콘크리트 T 빔 교를 대상으로 단면저항계수가 $\phi_{fk}=0.85$ 이고, 활하중을 정규분포로 가정한 경우를 예를 들어 민감도 분석을 수행하였다. 편중계수의 경우에는 그 변화를 간격을 매 15%씩 4단계로 변화시켰고, 변동계수의 경우에는 그 값이 작은 만큼, 보다 큰 변화율 간격을 주어, 25%씩 5단계로 변화를 주었다.

먼저 설계변수의 평균값을 나타내는 편중계수의 변화에 따른 신뢰도지수의 변화를 살펴본다. 구조물의 저항을 이루는 재료, 치수의 편중계수 값을 감소시키고, 하중의 편중계수의 값을 증가시켜, 신뢰도지수에 가장 영향을 주는 설계변수를 찾는데 목적이 있다. 편중계수의 변화에 따른 신뢰도지수 결과를 그림 7에 나타내었다. 활하중 L , 인장 주철근의 항복강도 f_y 와 철근면적 A_s 및 유효깊이 d 에 대하여 신뢰도지수의 민감도가 크게 나타나고 있음을 알 수 있다.

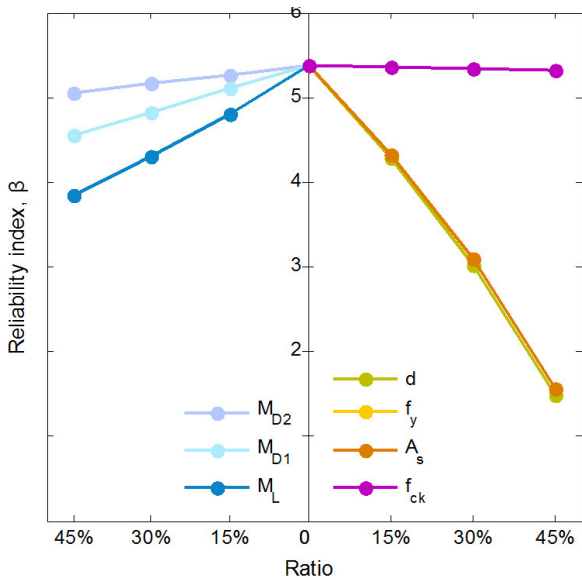


그림 7. 편중계수의 변화에 따른 휨강도의 민감도 분석

다음으로 변동계수의 변화에 따른 신뢰도지수의 변화를 보도록 한다. 재료, 치수, 하중의 변동계수의 값을 증가시켜 신뢰도지수가 얼마나 감소하는지 알아본다. 변동계수의 변화에 따른 신뢰도지수 결과를 그림 8에 나타내었다. 활하중 L 과 인장 주철근의 항복강도 f_y 에 대한 민감도가 크게 나타나고 있음을 알 수 있다.

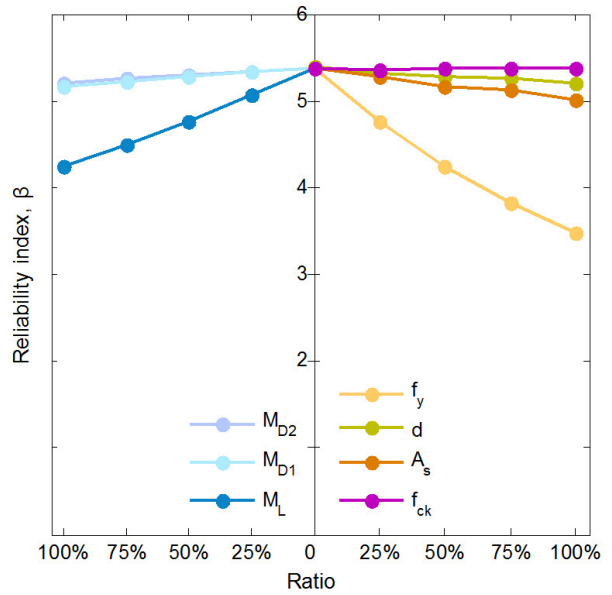


그림 8. 변동계수의 변화에 따른 휨강도의 민감도 분석

4.3.2. 전단강도의 민감도 분석

휨강도의 민감도 분석에서와 동일한 조건으로 전단강도에 대한 신뢰도지수에 큰 영향을 주는 설계변수를 구하기 위하여 전단에 대한 민감도 분석을 수행하여 결과를 그림 9와 10에 도시하였다. 이로부터, 전단강도의 신뢰도지수에 가장 큰 영향을 주는 변수는 편중계수가 달라질 때는 재료의 경우는 철근의 항복강도 f_y 이며, 치수의 경우에는 유효깊이 d 이고, 하중의 경우는 활하중 V_L 이 신뢰도지수의 변화에 큰 영향을 미쳤다. 변동계수가 변화할 때는 재료의 경우는 역시 철근의 항복강도 f_y 이고, 하중의 경우에도 활하중 V_L 이 신뢰도지수의 변화에 큰 영향을 미치는 것을 알 수 있다.

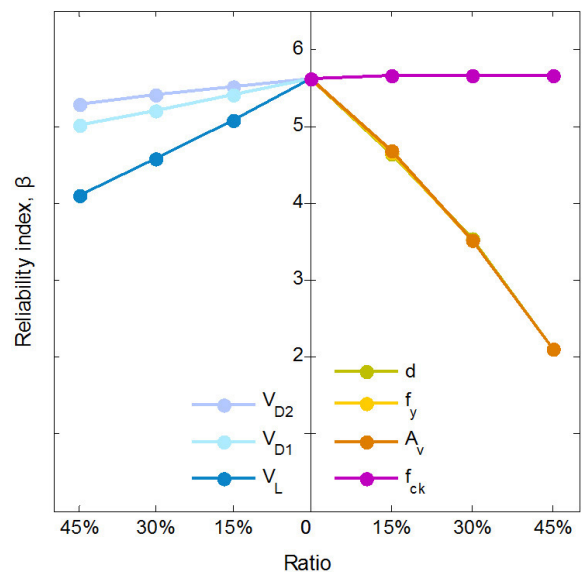


그림 9. 편중계수의 변화에 따른 전단강도의 민감도 분석

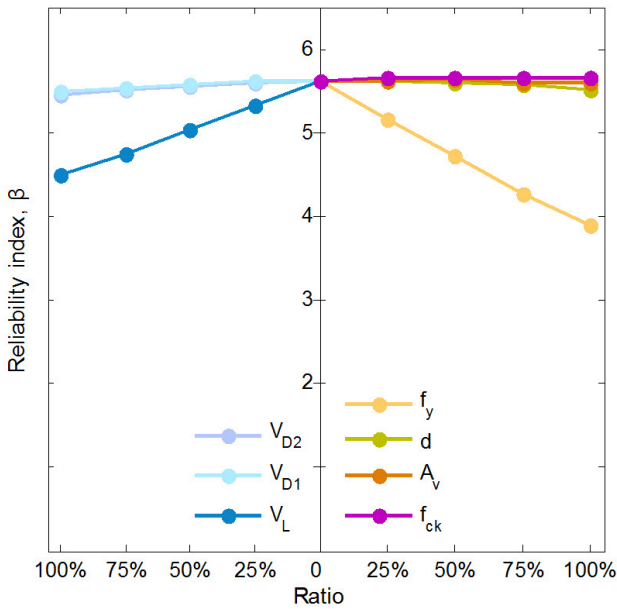


그림 10. 변동계수의 변화에 따른 전단강도의 민감도 분석

5. 결론

본 연구에서는 국내 시공현장의 통계 성질을 적용한 콘크리트 교량의 휨강도, 전단강도에 대한 통계 특성을 구하고, 현행 도로교설계기준을 중심으로 신뢰도해석 및 민감도 분석을 수행하였다. 연구 결과 다음과 같은 결론을 얻었다.

1. 재료저항계수 $\gamma_c = 1.5$, $\gamma_s = 1.15$ 를 적용한 경우에 휨에 대하여는 단면저항계수 $\phi_{eq} = 0.86$ 를 적용한 효과를 주며, 전단에 대하여는 단면저항계수 $\phi_{eq} = 0.87$ 를 적용한 효과를 준다.
2. 국내 시공현장의 재료강도에 대한 통계 특성과 문헌자료를 적용하여 콘크리트 교량의 보에 대한 통계특성을 구하였다. 보의 휨강도에 대하여는 편중계수 $\lambda_R = 1.23$, 변동계수 $V_R = 0.129$ 로 산출되었고, 전단강도에 대하여는 $\lambda_R = 1.23$, $V_R = 0.144$ 로 산출되었다. 단면저항계수체계와 재료저항계수체계로 설계된 경우에서 동일한 결과를 주었다.
3. 휨 저항강도에 대한 신뢰도해석 결과는 다음과 같다. 활하중을 극치분포로 가정할 때, 현 도로교설계기준의 $\phi_{JK} = 0.85$ 인 경우에 $\beta = 4.58$, Eurocode의 재료저항계수는 $\beta = 4.48$, AASHTO LRFD의 $\phi_{JA} = 0.90$ 을 적용한 경우는 $\beta = 4.31$ 로 산출되었다. 활하중의 분포형식을 극치분포 대신 정규분포로 가정하면 신뢰도지수가 평균적으로 16~18% 증가하였다.
4. 전단 저항강도에 대한 신뢰도해석 결과는 다음과 같다. 현 도로교설계기준의 $\phi_{vK} = 0.80$ 인 경우에 $\beta = 4.82$,

AASHTO LRFD의 $\phi_{vA} = 0.85$ 를 적용한 경우는 $\beta = 4.56$, Eurocode의 재료저항계수는 $\beta = 4.45$ 순서로 산출되었다. 활하중의 분포형식을 극치분포 대신 정규분포로 가정하면 신뢰도지수가 평균적으로 15~17% 증가하였다.

5. 설계식에 포함된 설계변수가 휨강도와 전단강도에 대한 신뢰도지수에 미치는 영향을 알아보기 위하여 민감도 분석을 수행하였다. 휨강도와 전단강도의 신뢰도지수에 가장 큰 영향을 주는 변수는 철근 항복강도 f_y 와 활하중 L 이었으며, 편중계수가 달라질 때는 유효깊이 d 도 영향을 미치는 것을 알 수 있었다.
6. 이 연구에서는 현행 도로교설계기준의 하중계수를 적용한 하중조합인 식 (1)에 대한 신뢰도지수를 구하였다. 저항계수를 현행 도로교설계기준의 값을 적용한 경우에 대하여 신뢰도지수는 휨에 대하여 4.58, 전단에 대하여 4.82의 결과를 주었다. 현재 국제적인 교량 설계기준의 신뢰도지수는 3.5~3.8 수준이므로 이와 비교할 때, 현행 도로교설계기준의 하중계수 및 저항계수는 보수적인 안전율을 제공하고 있다고 할 수 있다.
7. 향후 국내 차량하중 특성에 맞는 차량 활하중 모델의 제시와 국제적인 신뢰도 수준에 상응하는 하중계수 및 저항계수의 보정 연구가 필요하다고 사료된다.

감사의 글

이 연구는 교량설계핵심기술연구단을 통하여 지원된 국토해양부 건설기술혁신사업 (03산C02-01)에 의하여 수행되었습니다. 연구 지원에 감사드립니다.

참고 문헌

- 건설교통부 (2010), "도로교설계기준", 한국도로교통협회
- 정영수, 신현목, 김우, 이재훈 (2005), "콘크리트 교량의 신뢰도 기반 한계상태 설계기준 체계", *대한토목학회 학술발표회 논문집*
- 황의승, 백인열 (2006), "신뢰도기반 설계기준의 기본 이론 및 설계일반", *교량설계핵심기술연구단*
- 백인열, 심창수, 정영수, 상희정 (2011), "국내 현장의 콘크리트, 철근 및 강연선 재료강도에 대한 통계특성 분석", *콘크리트학회 논문집*, 제23권 4호.
- American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO). (1998 & 2004 & 2007), *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*. Washington, DC.
- CEN, EN (2002), *Eurocode 2: Design of Concrete Structures*, European Committee for Standardization.
- Ellingwood, B., Galambos, T.V., MacGregor, J. G., and Cornell, C. A. (1980), *Development of a Probability Based Load Criterion for American National Standard A58*, NBS Special Publication 577.

- Washington, DC: National Bureau of Standards.
- Melchers, R. E. (1999), *Structural Reliability Analysis and Prediction*, John Wiley & Sons.
- Nowak, A. S. (1999), Calibration of LRFD Bridge Design Code, Report 368, *Department of Civil and Environmental Engineering*, University of Michigan, Ann Arbor.
- Nowak, A. S. and Collins, K. R. (2000), *Reliability of Structures*, McGraw-Hill.
- Nowak, A. S. and Szerszen, M. M. (2003), *Calibration of Design Code for Buildings (ACI 318): Part 1 & Part 2*, V.100, No. 3.
- Nowak, A. S., Yamani, A. S., and Tabsh, S. W (1994), Probabilistic Models for Resistance of Concrete Bridge Girders, *ACI Structural Journal*, V.91, No. 3, May-June 1994, pp. 269-276.

접 수 일 : 2011. 3. 10

심 사 일 : 2011. 3. 15

심사완료일 : 2011. 4. 8