

# 도로교설계기준 한계상태설계법을 적용한 RC슬래브교의 상대 안전도 평가

박진우 · 황훈희<sup>†</sup> · 강신오<sup>\*</sup> · 조경식<sup>\*</sup> · 박우진<sup>\*\*</sup>  
한국도로교통협회 · <sup>\*</sup>(주)디엠엔지니어링 · <sup>\*\*</sup>서일대학교  
(2013. 7. 1. 접수 / 2013. 9. 22. 채택)

## Evaluation for Relative Safety of RC Slab Bridge of Applying Limit State Design Code on Korean Highway Bridge

Jin-Woo Park · Hoon-Hee Hwang<sup>†</sup> · Sin-Oh Kang<sup>\*</sup> · Kyung-Sik Cho<sup>\*</sup> · Woo-Jin Park<sup>\*\*</sup>  
Korea Road & Transportation Association · <sup>\*</sup>DM-Engineering · <sup>\*\*</sup>Seoil University  
(Received July 1, 2013 / Accepted September 22, 2013)

**Abstract :** This paper is intended to provide the background information and justification for Korean highway bridge design code(limit state design)(2012). Limit state design method calculates reliability index and probability of failure through the analysis of the reliability of the experimental database. It has become possible to perform the economical and consistent design by evaluating the safety of a structure quantitatively. In this paper, we used the design specifications of RC slab bridge of superstructure form of Road Design Manual in Part 5 bridge built in highway bridge. This study conducted structural analysis using the method of frame structure theory, design and analysis of bridge by limit state design method, the design code including various standards and Load model applied Korean highway bridge design code limit state design(KHBDC;2012). As a result, it analyzed the effect of safety through comparison. Showing effect of improvement the safety factor and comparing the value of the result, it is determined to be capable of economical design and safety. Furthermore, limit state design method was able to determine many redundant force of cross-section compared with existing design method. It is determined that it can reduce the overall amount because of the reduction of the cross-section and girder depth.

**Key Words :** Korean highway bridge design code, limit state design, road design manual, RC slab bridge, strength ratio

### 1. 서론

1960년대까지는 복잡한 비선형 거동 특성을 갖는 콘크리트 구조의 기반 재료 및 요소 부재 이론이 충분히 확보되지 않는 상태에서 선형탄성 이론을 바탕으로 한 허용응력설계법(Allowable stress design)을 사용하였다. 그 후 경험과 연구 개발에 의한 요소 기술의 축적으로 강도설계법(Ultimate strength design)이 등장하였다. 하지만 구조물의 대형화와 복합화 경향에 따라 경제적이고 합리적인 설계방안에 대한 요구가 증가하면서 신뢰도 이론을 기반으로 하는 설계법이 세계적인 추세가 되어 국제표준에 채택되기에 이르렀다<sup>1)</sup>.

한계상태설계법(Limit state design)은 실측된 통계자료와 구조신뢰성이론을 이용한 정량적인 분석을 통하여 구조물이 한계상태를 벗어날 가능성(파괴확률 또는 신뢰성지수)을 적정수준으로 제한하는 것으로서 구조물 또는 부재가 본래의 목적을 달성하기에 부적합하거나 구조적 기능을 상실한 상황을 한계상태로 정의한다. 일반적으로 한계상태는 강도에 관한 극한한계상태, 처짐과 균열 등에 관한 사용한계상태, 하중의 반복효과를 고려한 피로한계상태와 지진, 선

박충돌 등에 대한 극단상황한계상태로 구분된다.

국내에서는 교량설계핵심기술연구단을 중심으로 교량설계 선진화를 위한 연구를 수행하여 도로교의 설계에 한계상태설계법을 적용하기 위한 이론적 기반을 확립하였다<sup>2)</sup>. 또한, 각각 콘크리트교 및 강교 분야에 대하여 국내에서 사용되는 주된 설계법인 강도설계법 및 허용응력설계법과 한계상태설계법에 의한 설계 결과를 분석하는 연구도 수행되었다<sup>3-5)</sup>.

이와 같은 연구성과는 한계상태설계법에 대한 정보와 경험이 부족한 국내 기술자들에게 많은 도움을 주고 있으나 대부분 대표적인 선진국의 설계기준인 Eurocode<sup>6)</sup>와 AASHTO LRFD<sup>7)</sup>와의 비교를 수행하였으므로 국내에서 제정되어 2015년부터 실무적용을 앞두고 있는 도로교설계기준 한계상태설계법<sup>8)</sup>에 의한 설계 결과와의 비교와 분석이 필요하다.

이 연구에서는 철근콘크리트(Reinforced concrete, 이하 RC) 교량을 대상으로 하여 강도설계법에 기반하는 기존 도로교설계기준<sup>9)</sup>과 새롭게 제정된 도로교설계기준 한계상태설계법의 상대적인 안전도를 평가하였다. 이를 위하여 도로설계편람 제5편 교량<sup>10)</sup>에 제시되어 있는 RC슬래브교와

<sup>†</sup>Corresponding Author: Hoon Hee Hwang, Tel: +82-2-3490-1041, E-mail: poonhee@krta.co.kr  
Korea Road Transportation Association, 515, Dogok-ro, Kangnam-Gu, Seoul 135-849, Korea

동일한 조건과 단면에 대해 도로교설계기준 한계상태설계법에 근거한 구조해석과 단면해석을 수행하고 기존의 결과와 비교하였다.

## 2. 설계 단면력 산정

### 2.1. 설계단면 및 설계제원

RC슬래브교는 1등교로 설계되었으며 길이 45 m(14 m+17 m+14 m)의 3경간 연속교로서 횡단폭원은 21.2 m이다. 대상교량에 대한 횡단면도와 종단면도를 각각 Fig. 1과 Fig. 2에 나타내었다. 주요위치에서의 단면 제원 및 사용철근량은 Table 1에 정리하였다. 이 때  $h$ 는 슬래브의 두께,  $d$ 는 유효깊이,  $A_s$ 와  $A_v$ 는 각각 주철근량과 전단철근량이다. 콘크리트의 압축강도는 30 MPa, 인장철근 및 전단철근의 항복강도는 400 MPa로 가정하였다.

### 2.2. 하중산정

한계상태설계법의 도입에 따라 새롭게 규정된 하중조합과 활하중 모델에 따른 하중효과를 계산하였다.

활하중(LL)은 Table 2와 같이 KL-510 표준트럭하중 및 표준차로하중을 적용하되 규정에 따라 표준트럭하중만을 재하했을 때와 표준트럭하중 영향의 75%와 표준차로하중

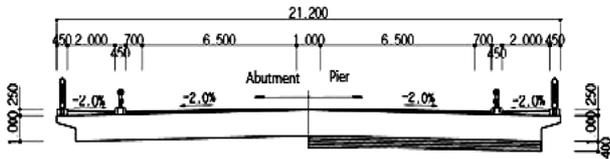


Fig. 1. Drawing of cross section.

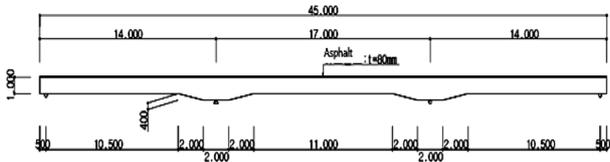


Fig. 2. Drawing of longitudinal section.

Table 1. Details of the cross sections.

	Classification	$h$ (mm)	$d$ (mm)	$A_s$ (mm <sup>2</sup> )	$A_v$ (mm <sup>2</sup> )
Longitudinal	End	1000	920	2292	397.2
	Center(span 1,3)	1000	896.7	6080.4	397.2
	Mid-point(1,2)	1400	1286.7	7708.8	397.2
	Center(span 2)	1000	930	5139.2	397.2
	Abutment (positive moment)	1000	900	1986	397.2
Transverse	Abutment (negative moment)	1000	880	2865	397.2
	Pier (positive moment)	1400	1300	2865	397.2
	Pier (negative moment)	1400	1280	2865	397.2

의 영향을 합한 경우 중 큰 값을 적용하였다<sup>11)</sup>. 표준트럭하중모델인 KL-510은 기존의 DB-24와 비교하여 차축의

수와 총중량이 증가되었다. 고정하중(DC)으로는 콘크리트 자중, 포장, 난간기초, 보도, 난간의 중량을 고려하였고, 기타 추가하중으로 보도 활하중을 포함하였다.

단면력 계산을 위해 검토한 하중조합은 Table 3에 정리한 바와 같이 총 4가지로서 극한한계상태 하중조합 I은 일반적인 차량통행을 고려한 기본하중조합이다. 극한한계상태 하중조합 IV는 활하중에 비하여 고정하중이 매우 큰 경우에 적용하는 하중조합이고, 사용한계상태 하중조합 III은 교량의 정상 운용 상태에서 설계 수명동안 종종 발생 가능한 하중조합이다. 이 때 DC는 구조물의 자중, DW는 그곳에 부착된 제반설비, 포장 등을 의미하며, LL은 차량활하중, SH는 콘크리트의 건조수축, EH는 토압, TU는 평균운도, TG는 온도경사를 의미한다.

### 2.3. 설계 단면력 산정(부재력 집계)

앞의 2.1절에서 제시한 설계조건을 가지는 RC슬래브교

Table 2. Design truck and design lane load.

Design truck load	Design lane load	
	$L \leq 60$ m	$w=12.7$ (kN/m)
	$L > 60$ m	$w = 12.7 \times \left(\frac{60}{L}\right)^{0.18}$ (kN/m)
	L : Span length	

Table 3. Load combinations and load factors.

Classification	DC	DW	LL	SH (top/bottom)	EH	TU	TG
Ultimate limit state I	0.9 / 1.25	0.65 / 1.5	1.8	1.0 / 0.5	1.35 / 0.9	0.5	0.0
Ultimate limit state IV	0.9 / 1.5	0.65 / 1.5	-	1.0 / 0.5	1.35 / 0.9	0.5	0.0
Serviceability limit state III	1.0	1.0	0.8	1.0	-	0.5	0.5
Sustained load	1.0	1.0	-	1.0	1.0	1.0	1.0

Table 4. Design internal force at a section.

Classification	Bending moment $M_u$ (kN-m)		Shear force $V_u$ (kN)	
	Ultimate limit state	Serviceability limit state	Ultimate limit state	
Longitudinal	End	58.8	3.2	329.8
	Center(span 1,3)	842.9	414.1	352.6
	Mid-point(1,2)	1285.1	800.3	477.5
	center(span 2)	766.7	562.5	354.5
Transverse	Abutment (positive moment)	190.7	-	142.7
	Abutment (negative moment)	490.3	-	364.2
	Pier (positive moment)	249.5	-	543.1
	Pier (negative moment)	676.7	-	1485.8

를 대상으로 뼈대구조이론에 의한 유한요소해석을 수행하였다. 하중조합에 따른 하중계수와 하중모델은 2.2절에 정의된 내용을 적용하였다. 이 때 활하중 재하시 표준트럭

하중은 규정에 따라 횡방향으로는 가능한 대수를 재하하되 차차로계수를 적용하였고, 종방향으로 차로당 1대씩을 재하하였다. 유한요소해석은 범용구조해석프로그램인 MIDAS를 사용하여 수행하였다. 해석결과로부터 얻어진 하중효과 즉, 설계에서 요구되는 단면력을 Table 4에 교량 형식과 주요 위치별로 정리하였다.

### 3. 한계상태 검토

도로교설계기준 한계상태설계법에서는 공칭저항에 저항계수를 곱한 값을 구조물 또는 부재의 구조적 저항성능으로 정의하고 있으며, 이 값이 계수하중에 의한 효과 이상이 되도록 제한하고 있다. 이 때 저항계수는 재료계수와 부재저항계수로 구분되므로, 부재별로 정의된 강도감소계수만을 공칭강도에 곱하여 설계강도를 결정하는 강도설계법에 비하여 보다 합리적으로 저항성능을 계산할 수 있는 프레임업을 갖추고 있다. 여기에서는 앞의 2.1절에서 제시된 단면에 대하여 한계상태설계법에서 규정하는 조항을 적용하여 재해석을 수행하였다<sup>10-12</sup>.

#### 3.1. 극한한계상태 검토

한계상태설계법에서는 단면의 휨설계를 위하여 실제 콘크리트의 압축거동을 이상화한 콘크리트의 응력-변형률 곡선을 사용할 수 있도록 하고 있다. 이는 강도설계법에서 일반적으로 채택하였던 등가응력직사각형 모델과는 달리 Fig. 3과 같이 포물선과 직선으로 구성되므로 보다 사실적인 거동에 기초한 설계방법을 제안하고 있다. 또한 설계기준에서는 콘크리트의 응력을 변형률의 함수로서 구간에 따라 다음의 식 (1) 및 식 (2)와 같이 제시하고 있다.

$$f_c = \phi_c (0.85 f_{ck}) \left[ 1 - \left( 1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{co}} \right)^n \right], (0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{co}) \quad (1)$$

$$f_c = \phi_c (0.85 f_{ck}), (\epsilon_{co} < \epsilon_c \leq \epsilon_{cu}) \quad (2)$$

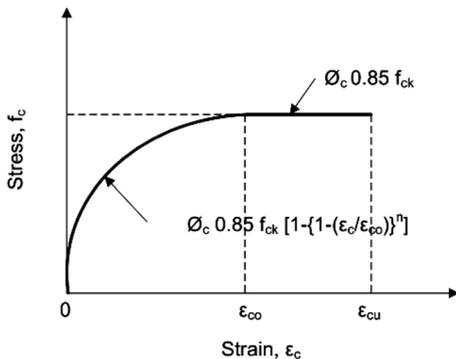


Fig. 3. The stress-strain curve of concrete.

여기서,  $\phi_c$ 는 콘크리트에 대한 재료계수로서 0.65이고,  $n$ 은 상승 곡선부의 형상을 나타내는 지수,  $\epsilon_{co}$ 는 최대 응력에

처음 도달할 때의 변형률,  $\epsilon_{cu}$ 는 극한변형률이며 각각 다음의 식 (3)에서 식 (5)로서 구할 수 있다.

$$n = 2.0 - \left( \frac{f_{ck} - 40}{100} \right) \leq 2.0 \quad (3)$$

$$\epsilon_{co} = 0.002 + \left( \frac{f_{ck} - 40}{100,000} \right) \geq 0.002 \quad (4)$$

$$\epsilon_{cu} = 0.0033 - \left( \frac{f_{ck} - 40}{100,000} \right) \leq 0.0033 \quad (5)$$

이 때 콘크리트 강도가 40 MPa 이하인 경우에  $n$ ,  $\epsilon_{co}$  및  $\epsilon_{cu}$ 는 각각의 식에서 주어진 한계값을 적용한다. 단면의 휨해석을 위해 필요한 중립축 상단에 작용하는 압축력의 크기는 식 (1)과 식 (2)로 표현된 함수를 적분하여 구하고, 작용점은 도심을 계산하여 결정할 수 있다. 또는 선행 연구<sup>13</sup>)에서 제공한 자료와 간략식을 통해서 보다 쉽게 결정할 수 있다. 이 연구에서 사용된 콘크리트의 28일 양생기준 압축강도는 앞의 2장에서 언급된 바와 같이 30 MPa로 가정하였으므로 이에 따라 계산된 응력-변형률 곡선의 계수들을 Table 5에 정리하였다.

한편 인장철근은 Fig. 4와 같이 항복 이후의 소성거동을

Table 5. Stress-strain curve coefficients of concrete strength.

Stress-strain curve coefficients	
Rise curved shape index( $n$ )	2
Strain on the maximum stress( $\epsilon_{co}$ )	0.002
Ultimate strain( $\epsilon_{cu}$ )	0.0033
Compression resultant force factor( $\alpha$ )	0.798
Resultant force depth factor( $\beta$ )	0.412

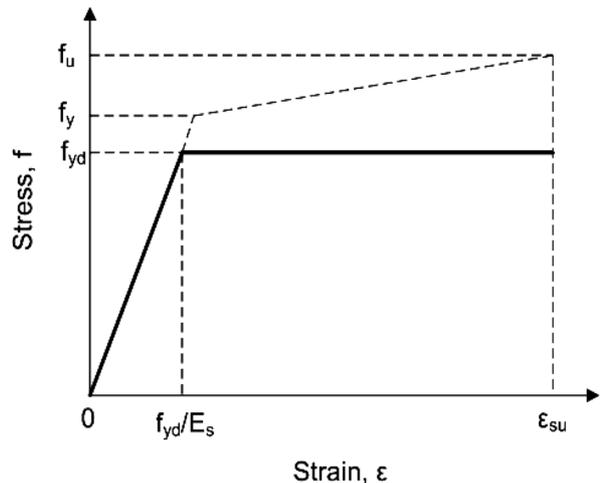


Fig. 4. The stress-strain curve of rebar.

직선적으로 이상화하였다. 이는 강도설계법과 동일한 가정이지만 철근의 재료계수  $\phi_s$ 는 0.95의 값을 적용하므로 인

장철근의 설계강도는 다음의 식 (6)에 기초하여 계산한다.

$$f_{yd} = \phi_s f_y \tag{6}$$

여기서  $f_y$ 는 철근의 항복강도(MPa)이다.

힘의 평형조건과 변형적합조건을 적용하여 압축력과 인장력이 이루는 우력의 모멘트를 힘에 대한 저항으로 결정하는 과정은 강도설계법과 유사하며 이러한 과정을 통해 계산된 결과를 Table 6에 정리하였다.

전단설계는 전단보강철근이 없는 부재와 전단보강철근이 배치된 부재로 구분하여 제시된 검토방법에 따른다. 전단보강철근이 없는 부재의 설계전단강도는 식 (7)에 의하여 계산하며 이 값이 하중효과에 의해 유발되는 설계전단력보다 클 때는 전단철근량 계산이 불필요하지만 규정에 따른 최소전단철근을 배치한다. 이 때 설계전단강도는 식 (8)에 의하여 계산된 결과보다 작게 취할 필요가 없다.

$$V_{cd} = [0.85\phi_c k (\rho f_{ck})^{1/3} + 0.15f_n] b_w d \tag{7}$$

$$V_{cd, min} = (0.4\phi_c f_{ctk} + 0.15f_n) b_w d \tag{8}$$

여기서,  $\phi_c$ 는 콘크리트 재료계수,  $f_{ck}$ 와  $f_{ctk}$ 는 각각 콘크리트 기준압축강도와 인장강도(MPa)이다. 크기효과를 반영하기 위한 계수  $k$ 는  $1 + \sqrt{200/d} \leq 2.0$ 로 정의되며  $d$ 는 단면의 유효깊이(mm)이다.  $\rho$ 는 철근비로서 최대 0.02의 값을 적용하고,  $f_n$ 은 중방향 응력으로서 축방향력을 단면의 크기로 나누어 계산하며 압축력을 양의 부호로 하여 최대  $0.2\phi_c f_{ck}$ 의 값을 적용한다.

전단보강을 위하여 수직스터럽이 배치된 부재에서는 Fig. 5에서 보는 바와 같이 전단력에 의해 복부에 경사진 균열이 형성되고 이 균열에 의해 구획된 콘크리트는 1축 압축력을 받는 스트럿이 되어 스트럿 및 상·하현재(상부·하부 철근)와 함께 트러스 작용이 형성된다. 한계상태설

계전단강도를 식 (9)로 제시하고 있으며 식 (10)에 의해 계산된 값보다 크지 않아야 한다.

$$V_d = \frac{\phi_s f_{vy} A_v z}{s} \cot \theta \tag{9}$$

$$V_{d, max} = \frac{\nu \phi_c f_{ck} b_w z}{\cot \theta + \tan \theta} \tag{10}$$

여기서,  $\phi_c$ 와  $\phi_s$ 는 각각 콘크리트와 철근의 재료계수로서 3.1절에서와 마찬가지로 0.65와 0.95의 값을 적용하였다.  $f_{vy}$ 는 전단철근의 항복강도,  $A_v$ 는 전단철근량이고  $z$ 는 단면 내부 팔길이로서 근사적으로 0.9d값을 사용할 수 있도록 하고 있다.  $b_w$ 는 복부폭이며,  $s$ 는 전단철근의 간격이고,  $\nu$ 는 콘크리트 유효강도계수로서  $0.6(1 - f_{ck}/250)$ 으로 정의된다. 한편  $\theta$ 는 콘크리트 스트럿과 주인장 철근 사이의 경사각 으로서  $1 \leq \cot \theta \leq 2.5$  범위에서 설계자의 판단에 따르도록 하고 있다.

이상에서 정리한 바와 같은 극한한계상태에 대한 검토 방법에 의하여 계산된 휨강도와 전단강도 값을 Table 6에 정리하였다. 교량 형식과 주요위치별로 구분한 단면위치는 설계에서 요구되는 단면력을 집계한 앞의 2장과 동일하다. 한편, 전단에 대한 검토에서 대부분의 경우는 식 (7)에 의

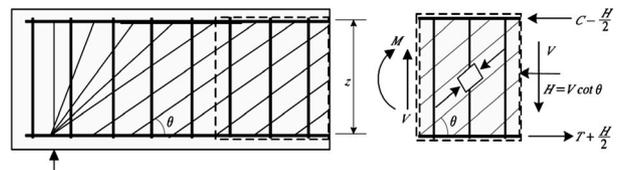


Fig. 5. The truss model of shear resistance.

Table 6. The Analysis of ultimate limit state.

Classification		Flexural strength (kN · m)	Share strength(kN)		
Longitudinal	End	777.65	527.19		
	Center(span 1,3)	1905.58	513.84		
	Mid-point(1,2)	3501.90	737.32		
	Center(span 2)	1697.40	532.92		
Transverse	Abutment (positive moment)	661.47	515.73		
	Pier (positive moment)	1378.39	744.94		
	Abutment (negative moment)	921.14	504.27 ( $V_{cd}$ )	695.77 ( $V_d$ )	3516.65 ( $V_{max}$ )
	Pier (negative moment)	1356.62	733.48 ( $V_{cd}$ )	2024.06 ( $V_d$ )	5115.13 ( $V_{max}$ )

계법에서는 실제 부재에서의 전단 저항 메커니즘을 모사한 트러스 작용을 고려하여 수직스터럽이 배치된 부재의 설

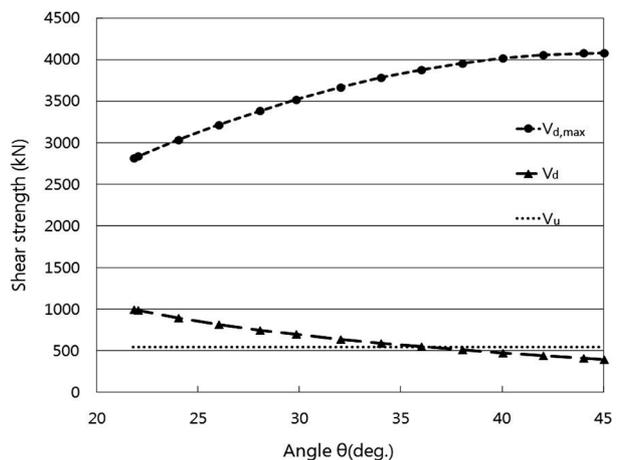


Fig. 6. Shear strength of members with shear reinforcement according to angles of strut and main reinforcement at transverse abutment(negative moment) section. 하여 계산된 값이 하중효과에 의하여 유발된 전단력인 Table 4의 값보다 큰 것으로 나타나 최소전단철근의 배근만이

필요한 것으로 판단되었다. 그러나 교대 및 교각 위치 부 모멘트부의 횡방향 단면에서는 전단철근이 필요한 것으로 판정되어 식 (9) 및 식 (10)의 적용이 요구된다.

이 때 경사각( $\theta$ )의 선택에 따라 부재의 전단강도가 다르게 평가되므로 안전하고 경제적 설계를 위하여 이에 대한 고찰이 요구된다. 경사각에 따른 전단강도의 변화를 해당 단면에 대해 각각 Fig. 6과 Fig. 7에 나타내었다. 여기서 경사각은  $1 \leq \cot\theta \leq 2.5$ 의 조건에 따라 선정된 범위이며, 전단강도의 계산을 위한 변수는 2.1절에서 기술된 단면 정보에 따르되 전단철근의 간격은 각각 150 mm와 300 mm이다. 교대 부모멘트부의 횡방향 단면에 대해 나타낸 Fig. 6에서 식 (9)에 의해 계산되는 부재의 전단강도는 996.18 kN ~ 398.47 kN의 범위로서 경사각이 증가할수록 낮게 평가되는 경향을 나타내었으며, 37°~38°일 때 설계에서 요구되는 전단력 크기인 약 543 kN과 교차한다. 따라서 경사각을 37°~38°보다 크게 가정하면 부재의 전단강도가 설계에서 요구하는 값보다 작게 평가되므로 현재 단면보다 더 많은 전단철근이 필요하게 되어 비경제적 설계를 유발할 우려가 있다. 그러므로 이 경우에 경사각은 22°~37.5° 범위에서 가정되는 것이 적절한 것으로 판단할 수 있다. 또한 경사각이 작을수록 전단강도의 여유가 생기므로 설계자의 의도에 따라 그만큼의 전단철근을 생략하여 경제성을 추구할 수 있음을 확인할 수 있다. 교각 부모멘트부의 횡방향 단면에 대해 나타낸 Fig. 7에서도 계산된 전단강도의 크기와 설계에서 요구되는 전단강도의 값이 각각 2897.97 kN ~ 1159.19 kN의 범위와 1485 kN으로서 전자와 다르지만 경사각에 따르는 거동은 매우 유사하게 나타남을 알 수 있다. 여기에서는 안전성과 경제성을 적절히 고려하기 위하여 경사각을 중간값인 29.8°로 가정하였다. 즉 식 (9)에 의한 전단강도의 계산시  $\cot\theta$ 는 이에 대응되는 값인 1.75를 적용하였다. 이는 해외의 적용 사례와도 일치하는 값이다<sup>14)</sup>.

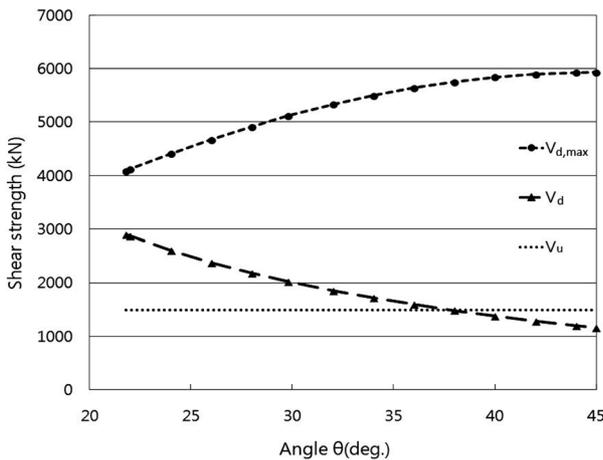


Fig. 7. Shear strength of members with shear reinforcement according to angles of strut and main reinforcement at transverse pier(negative moment) section.

### 3.2. 사용한계상태 검토

사용한계상태에서 고려되는 주된 검토대상 항목은 균열폭과 처짐이다.

균열폭의 제한을 위하여 콘크리트의 인장강도를 기준으로 단면에 발생하는 응력크기에 따라 비균열단면과 균열단면으로 구분하며, 균열단면에 대하여 최소철근량을 배근하고 최대 철근지름과 최대 철근간격 규정 중의 하나를 만족한다면 균열폭이 허용 한계값 이내에 있다고 간주할 수 있다고 규정하고 있다. 이러한 간접균열제어를 만족하지 않을 경우 직접 균열폭을 계산하여 표면 한계균열폭과 비교 검토해야 한다. 특히 현행 설계기준과는 달리 노출환경 조건에 의하여 최소설계등급을 결정하고, 이에 따라 A등급에서 E등급까지의 한계균열폭이 제시되어 있다. 철근콘크리트 구조의 경우에는 E등급 이상을 적용하도록 규정되어 있으므로 슬래브교에 대해 D등급을 적용하여 검토하였다<sup>13)</sup>. 슬래브교의 단부는 비균열단면으로 판정되었으며, 기 타위치의 단면들은 균열단면이지만 모두 간접균열제어 조건을 만족하였다. 그러나 가시적 비교를 위하여 직접 균열폭을 계산하였으며 이를 D등급 및 E등급에 대한 한계균열폭인 0.3 mm와 비교하여 Table 7에 정리하였다.

처짐한계상태는 지간/깊이-비를 제한하는 방법 또는 직접 계산한 처짐량을 한계값과 비교하는 방법 중의 하나로 검증하도록 하고 있다. 여기서는 지간/깊이-비를 계산하는 방법을 적용하여 검토하였으며, 이 때 부재에 작용하는 지속 하중에 의한 처짐과 솟음량은 지간의 1/250 이하, 시공 후에 장기적 거동에 의해 유발되는 처짐의 한계값을 지간의 1/500으로 제한하고 있다. 처짐 검토를 위한 지간/깊이-비는 Table 8과 같이 한계값의 64%~66% 수준으로 검토되어 한계상태를 벗어나지 않는 것으로 판단되었다.

## 4. 결과비교

도로교설계기준 한계상태설계법의 규정을 적용한 재해석결과(이하 한계상태설계)에 대해 상대 안전도를 평가하였다. 여기서 상대안전도는 강도설계법 기반의 현행 설계기준에 따른 설계결과(이하 강도설계)에 대한 비로 정의하였으며, 하중효과 측면과 저항성능 측면으로 구분하여 비교하고, 종합적인 상대 안전도를 평가하였다. 주요 분석

Table 7. Crack check.

Classification	Crack width (mm)	Limit crack width (mm)
End	0.0022	0.3
Center(span 1,3)	0.0726	
Mid-point(1,2)	0.0782	
Center(span 2)	0.1260	

Table 8. Deflection check.

Classification	Limit depth/Span ratio	Depth/Span ratio
Center(span 1, 3)	22.93	15.06
Center(span 2)	28.72	18.28

대상 항목은 정량적 비교가 용이한 휨모멘트와 전단력으

로 선정하였다.

#### 4.1. 설계 요구 단면력 결과(하중효과) 비교

하중효과의 차이는 주로 하중모델과 하중조합 관련 규정이 상이함에 따라 발생되며 비교결과를 휨모멘트와 전단력에 대해 각각 Fig. 8과 Fig. 9에 나타내었다.

한계상태설계에서 요구되는 휨모멘트는 주요 검토 대상 단면에 대해 약 58.8 kN·m ~ 1285 kN·m의 범위에서 분포되었으며, 강도설계와 비교할 때 약 0.52배 ~ 0.94배로 서 전반적으로 강도설계에서 요구되는 값보다 작게 계산되는 경향을 보였다(Fig. 8). 단, 교각(부모멘트부) 위치에서는 한계상태설계의 경우가 근소하지만 크게 나타났다.

한계상태설계에서 요구되는 주요 검토 대상 단면의 전단력은 약 142.7 kN ~ 1486 kN의 범위에서 분포되었다(Fig. 9). 강도설계와 비교할 때 각각 0.74배 ~ 2.1배의 범위에 해당되며, 전반적으로 강도설계보다 작게 계산되었던 휨모멘트와는 달리 거의 유사하거나 오히려 크게 계산되는 경우도 다수인 것으로 나타나 일정한 경향을 보이지 않았다.

#### 4.2. 단면강도 결과(저항성능) 비교

단면강도의 차이는 앞서 3.2절에서 설명한 관련 규정이 현

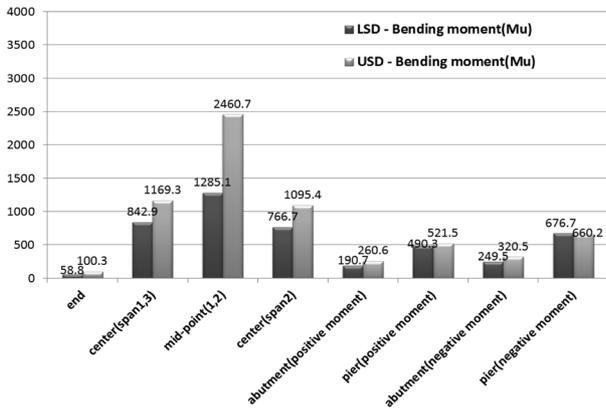


Fig. 8. Comparison of bending moment.

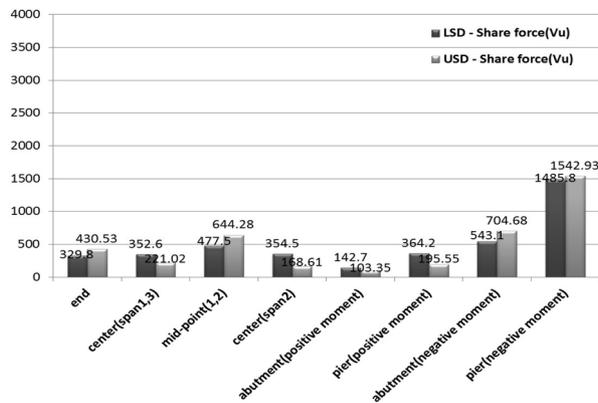


Fig. 9. Comparison of shear force.

행 설계법과 상이함에 따라 발생되며 비교결과를 휨강도와 전

단강도에 대해 각각 Fig. 10과 Fig. 11에 나타내었다.

한계상태설계법에 따라 재해석하여 얻어진 휨강도는 약 661.5 kN·m ~ 3502 kN·m 범위이며, 강도설계와 비교할 때 평균적으로 약 1.16배 크게 평가되었다(Fig. 10). 특히 가장 큰 차이를 보인 교대(부모멘트부) 위치의 단면을 제외하면 1.08배 ~ 1.12배의 범위에서 평균 1.10배 크게 평가되므로 매우 일정한 경향을 나타내었다.

한계상태설계법에 따라 재해석하여 얻어진 전단강도는 주요 검토 대상 단면에 대해 약 513.8 kN ~ 2029 kN의 범위로 나타났다(Fig. 11). 강도설계에 따른 전단강도와 비교할 때 1.02배로서 근소하게 크게 평가된 교각 부모멘트부 위치의 단면을 제외하면 약 0.71배 ~ 0.83배로서 한계상태설계에 의한 해석결과가 전반적으로 작게 평가되는 경향을 나타내었다. 특히 가장 큰 차이를 나타낸 교대 부모멘트부 위치의 단면을 제외하면 0.82배 ~ 0.83배의 범위에 분포하여 매우 일정한 경향을 보였다.

#### 4.3. 상대안전도 평가

각 설계법의 안전도를 상대적으로 평가하기 위해 안전

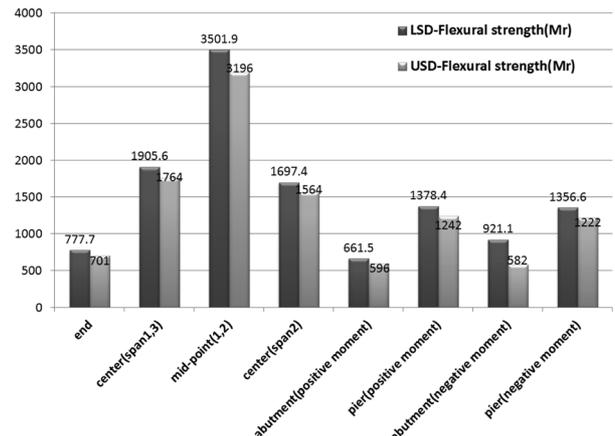


Fig. 10. Comparison of flexural strength.

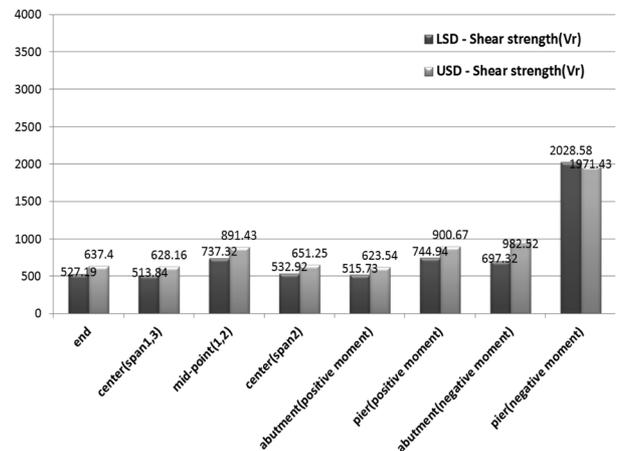


Fig. 11. Comparison of shear strength.

계수에 준하는 강도비를 사용하여 비교하였다. 즉, 강도설

계법에서 극한하중에 의해 유발되는 소요 강도에 대한 설계강도의 비를 강도 측면에서의 안전도로 정의하였다. 한계상태설계법에 대해서도 이에 대응되도록 하중효과에 대한 계수저항의 비를 강도비로 정의하고, 동일한 단면에 대해 각각의 설계법을 적용하여 계산되어진 값을 비교함으로써 정량적인 자료를 제시하였다.

한계상태설계에서 휨에 대한 강도비는 약 2.0~3.7의 범위에서 2.7의 평균값으로 계산되어, 약 1.3~2.4의 범위에서 평균 1.8의 값을 나타낸 강도설계보다 약 1.5배 정도 큰 것으로 평가되었다(Fig. 12). 이는 앞의 4.2절에서 분석된 바와 같이 강도설계와 비교할 때 한계상태설계가 유한요소해석을 통하여 얻어진 하중효과에 의해 요구되는 휨모멘트의 값은 작고, 부재가 가지는 저항성능은 크게 계산되는 경향을 갖기 때문이다. 여기서 단부위치의 단면은 휨모멘트가 거의 발생되지 않아 강도비가 한계상태설계에 대해 13.23, 강도설계에 대해 6.99의 값으로서 다른 위치의 단면과 비교할 때 상대적으로 매우 크게 계산되므로 전반적인 경향을 분석하기 위한 비교에서 제외하였다.

전단에 대한 강도비의 비교는 Fig. 13에 나타내었다. 한

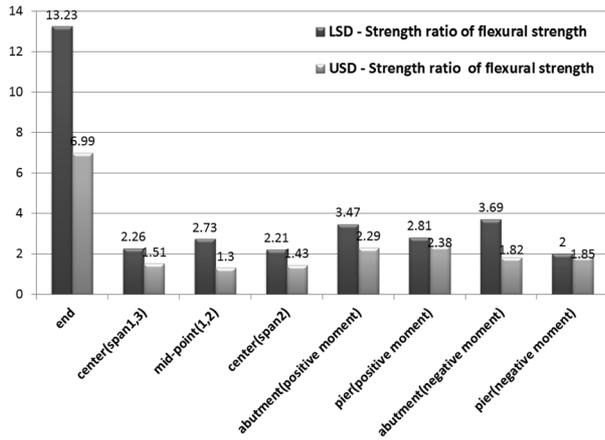


Fig. 12. Ratio of flexural strength.

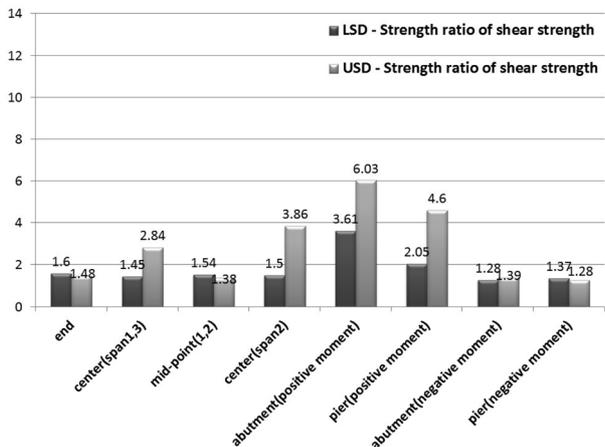


Fig. 13. Ratio of shear strength. 계상태설계는 약 1.3~3.6의 범위와 1.8의 평균값으로서 약

1.3~6.0의 범위와 2.9의 평균값을 나타낸 강도설계보다 전반적으로 작은 강도비를 갖는 것으로 비교되었다. 그러나 다수의 단면에서 한계상태설계가 강도설계보다 크거나 거의 유사한 수준을 나타내어 일관된 경향을 특정하기 어려운 것으로 판단된다. 이는 한계상태설계에서 단면이 가지는 전단저항성능은 강도설계의 약 83% 수준으로 비교적 일정한 분포를 보였으나 하중효과의 비교에서 불규칙한 경향을 나타내었기 때문이다.

## 5. 결론

강도설계법에 기반한 현행 도로교설계기준에 따라 설계된 RC슬래브교의 설계제원에 대해 한계상태설계법에 따른 해석을 실시하고, 상호 결과를 비교하여 다음과 같은 결론을 도출하였다.

1) 하중모델과 하중조합 관련 규정의 변화에 따라 설계에서 요구되는 휨모멘트는 한계상태설계법의 경우가 강도설계보다 전반적으로 작게 계산되었다. 그러나 전단력의 경우는 단면위치에 따라 다르게 나타났으며 특정한 경향이 파악되지 않았다.

2) 구조물이 가지는 휨에 대한 저항성능은 한계상태의 경우가 강도설계에 비해 약 1.16배 크게 계산되었으나, 전단에 대한 저항성능은 약 0.83배 수준으로 작게 나타나는 경향을 보이므로 전단설계시 신중한 접근이 필요할 것으로 판단된다.

3) 안전계수에 준하는 강도비의 비교에서 한계상태설계법이 강도설계법보다 휨에 대해 1.5배 큰 강도비를 가지며 일정한 경향을 나타내었으므로 안전도 측면에서 상대적으로 여유를 확보하고 있는 것으로 평가되었다. 그러나 전단에 대해서는 하중효과에 따른 영향이 불규칙하게 나타난 결과에 기인하여 일정한 경향을 발견할 수 없었다.

4) 전단설계에서 전단철근이 필요한 부재의 전단강도를 산정할 때 설계자는 경사각에 대한 적절한 선택을 요구받게 된다. 이 연구를 통하여 선정된 경사각은 약 29.8° (cotθ = 1.75)로 나타났지만 향후 보다 다양한 경우에 대한 연구를 통해 설계자의 선택을 도울 수 있는 가이드라인의 제시가 필요할 것이다.

**감사의 글:** 본 연구는 국토해양부 R&D 정책인프라사업의 연구비지원(과제번호:11기술표준화06-1)에 의해 수행되었으며, 연구지원에 감사드립니다.

## References

- 1) ISO 2394, "General Principles on Reliability for Structures", International Organization of Standardization, 1998.
- 2) KBRC, "Bridge Analysis and Design Advance - 5th Research Report", Korea Institute of Construction & Transportation technology Evaluation and Planning, 2009.
- 3) Y. S. Park, D. B. Bae, S. C. Lee and D. K. Shin, "Reliability-

- Based Limit State Design Codes for Steel Bridges”, Korean Society of Civil Engineers, Vol. 2005, No. 10, pp. 3161~3165, 2005.
- 4) Y. S. Chung, H. M. Shin, W. Kim and J. H. Lee, “Framework of Reliability based Limit State Design Code for Concrete Bridge”, Korean Society of Civil Engineers, Vol. 2005, No. 10, pp. 3166~3175, 2005.
  - 5) E. Y. Cho and D. K. Shin, “Design Comparison of Composite Girder Bridges Designed by ASD and LRFD Methods”, Korean Society of Civil Engineers, Vol. 29, No. 5, pp. 447~456, 2009.
  - 6) Eurocode 2, “Design of concrete structures. Part 2 : Concrete bridges - Design and Detailing Rules”, Institution of Civil Engineers, 2005.
  - 7) AASHTO, “AASHTO LRFD Bridge Design Specifications”, American Association of State Highway and Transportation Officials, 2012.
  - 8) Ministry of Land, Transport and Maritime Affairs, “Korean Highway Bridge Design Code(Limit State Design)”, Korea Road and Transportation Association, 2012.
  - 9) Ministry of Land, Transport and Maritime Affairs, “Korean Highway Bridge Design Code”, Korea Road and Transportation Association, 2010.
  - 10) Ministry of Land, Transport and Maritime Affairs, “Road Design Manual: Highway Bridges. Part 5”, pp 507-21~45, 2008.
  - 11) Ministry of Land, Transport and Maritime Affairs, “Korean Highway Bridge Design Code(Limit State Design)”, Korea Road and Transportation Association, pp 3-7~29, 2012.
  - 12) Ministry of Land, Transport and Maritime Affairs, “Korean Highway Bridge Design Code(Limit State Design)”, Korea Road and Transportation Association, pp 5-8~112, 2012.
  - 13) KBRC TRS 003, “Reliability Based Limit State Design Method for Concrete Bridge-Background Information on Eurocode 2”, Korea Bridge Design & Engineering Research Center, pp. 56~63, 2007.
  - 14) G. Konig and Reinhard Maure, “Leitfaden zum DIN-fachbericht 102 Betonbrucken”, Wilhelm Ernst & Sohn Verlag fur Architektur und technische Wissenschaften, 2004.