

## 도로 부대시설 지주구조물 설계를 위한 풍하중조합의 신뢰도 분석

### Reliability Analysis of Design Wind Load Combination for Support Structures of Subsidiary Road Facilities

김근옥	Kim, Gneok	가천대학교 공과대학 토목환경공학과 석사졸업 (E-mail : rmsdhrs1a@naver.com)
안상섭	Ahn, Sang-Sup	한국도로공사 도로교통연구원 수석연구원 (E-mail : ahnss@ex.co.kr)
김호경	Kim, Ho-Kyung	서울대학교 공과대학 건설환경공학부 교수 (E-mail : hokyungk@snu.ac.kr)
조경식	Cho, Kyung-Sik	DM 엔지니어링 사장 (E-mail : drchoks@dm-eng.com)
백인열	Paik, Inyeol	정회원 · 가천대학교 공과대학 토목환경공학과 교수 · 교신저자 (E-mail : pinyeol@gachon.ac.kr)

#### ABSTRACT

**PURPOSES :** The purpose of this study is to perform a reliability analysis of the proposed wind load combination which governs the design of support structures of subsidiary road facilities, and to evaluate whether the target reliability of the design is satisfied.

**METHODS :** The statistical estimation method is applied and the design period of the support structure is used to obtain the statistical property of the wind load. In addition, the statistical properties of the strength of support structures are obtained from a literature review and simulation study. Actual support structures are designed by the proposed load combination and are used as the examples to examine if the target reliability is obtained.

**RESULTS :** The result of the reliability analysis performed by using the statistical properties of load and resistance for the support structure in this study indicates that the proposed wind load combination satisfied the target reliability index of the design. Also, the convenience of the design is achieved by adopting the same design wind velocity given in the bridge design code by applying the wind velocity ratio defined for the design period of the support structure.

**CONCLUSIONS :** It is presented that the design using the wind load combination proposed in this study achieved the target reliability index and the design wind load for different design periods can be conveniently defined by applying the velocity ratio proposed in this study.

#### Keywords

*reliability analysis, wind load, statistical estimate, design period, support structure, anchor*

Corresponding Author : Paik, Inyeol, Professor  
Dep. of Civil and Environmental Engineering, Gachon University, 1342,  
Seongnamdae-ro, Sujeong-gu, Seongnam-si, Gyeonggi-do, 13120, Korea  
Tel : +82.31.750.5340 Fax : +82.31.750.5344  
E-mail : pinyeol@gachon.ac.kr

International Journal of Highway Engineering

<http://www.ksre.or.kr/>

ISSN 1738-7159 (print)

ISSN 2287-3678 (Online)

Received May, 23, 2017 Revised Jul, 28, 2017 Accepted Jul, 28, 2017

## 1. 서론

국내 도로망의 확충에 따라 도로 부대시설물인 표지판, 가로등, 방음벽, 방풍벽 등을 지지하기 위한 지주구조물(support structure)의 개수가 늘어나고 규모가 커

지고 있는 추세이다. 이에 따라 지주구조물의 설계과정에 대한 신뢰도 확보가 요구되고 있으며, 이를 통하여 유지관리 측면에서도 구조물의 장수명화를 기할 수 있다. 그러나 기존 국내의 관련기준을 살펴보면 도로표지 관련

규정집(KEC, 2002)과 고속도로 설계실무 자료집(KEC, 2004)에 도로표지 및 방음벽 등의 제작, 설치 지침과 풍하중 정도만이 제시되어 있으며, 지주구조물은 부대구조물로 분류되어 전용 설계방법이 제시되지 않고 있는 실정이다. 이에 반하여 해외 선진국에서는 지주구조물을 대상으로 하는 설계기준이 제시되어 있으며 도로교와 동일한 수준의 설계 신뢰도를 확보하도록 하고 있다. 영국에서는 지주구조물 설계에 한계상태설계법을 적용하며 (Highways England, 1998) 목표설계수명을 60년으로 하고, 고정하중, 풍하중, 설하중, 활하중 등 다양한 하중에 대하여 극한한계상태 하중조합들을 규정하고 있다. 미국 AASHTO의 기존 지주구조 설계기준(AASHTO, 2013)에서는 허용응력설계법을 적용하여 하중, 지주 부재 설계, 앵커 설계 등에 관한 규정을 포함하고 있으며, 최근 신뢰도기반 한계상태설계법을 적용한 기준(AASHTO, 2015)을 제시하고 제작, 시공, 검사 및 유지관리에 관한 새로운 내용을 추가하고 있다.

본 연구에서는 국내 실정에 맞는 합리적인 지주구조 설계법을 작성하기 위하여, 최근 국내 도로교설계기준에 도입된 국제적 선진 설계법인 한계상태설계법(MLTM, 2015a)과 설계의 기본원리가 일치하도록 목표안전율을 정하고 신뢰도분석을 통하여 하중-저항계수 보정을 수행한다. 설계의 목표안전율에 관하여 살펴보면, 최근 제정된 도로교설계기준의 케이블교량편(MLTM, 2015b)에서는 기존 설계경험과 참고문헌(Ghosh et. al, 2003)을 바탕으로 풍하중조합의 목표신뢰도지수는 3.1로, 활하중조합은 3.7로 정하고 있다.

신뢰도기반 설계법을 도입하기 위하여 설계하중과 구조저항에 대한 계측자료와 이에 대한 통계분석이 필요하다. Lee(2014)는 케이블교량이 주로 설치되는 해안지역을 중심으로 국내 기상청 풍속 데이터를 적용하여 통계특성을 추정하고 설계기준의 하중-저항계수 보정에 적용하였다. 본 연구의 주된 대상으로 Fig. 1에 예시한 문형식 및 내민식 표지판에 대한 지주구조물의 강재 기둥과 콘크리트 앵커부의 저항강도 통계분석을 수행하기 위하여 국내외 관련 참고문헌 자료를 검색하였다. Shin(2005)은 국내 강재의 강도 데이터를 수집하고 이를 통계 분석하여 도로교설계기준의 강교량 하중-저항계수 설계법을 보정하는 연구에 적용하였다. Farrow et al.(1995)은 앵커의 인장 콘크리트 파괴에 관한 설계식들을 대상으로 실험값과 비교하고, 활하중조합에 대하여 수행한 신뢰도 분석을 통하여 가장 적합한 식을 제시하였다. Muratli et al.(2004)은 앵커의 전단 콘크리트 파괴식으로 설계식들과 제안식을 대상으로 실제 실험

값과 비교하고, 이를 활하중조합에 대한 신뢰도 분석을 통하여 설계식을 제안하였다. 이들 연구 과정에서 Farrow(1992)와 Muratli(1998)는 이전 실험들의 데이터를 취합하고 정리하였다. 국내 연구로는 Kim et al.(2004)이 확장식 앵커나 앵커 볼트를 대상으로 강도 실험을 진행하고 이를 ACI-318의 설계 식과 비교 검토하는 연구를 수행하였다.

본 연구에서는 참고문헌의 자료를 이용하고 추가적인 시뮬레이션을 통하여 지주구조 강재 기둥 저항강도의 통계특성을 구하고, 콘크리트 앵커의 저항강도에 대한 해외와 국내 연구자의 실험결과를 통계 분석한다. 본 논문에서는 지주구조물 설계를 지배하는 하중조합인 풍하중조합을 적용하여 설계된 예제 구조물을 대상으로, 구조물이 하중에 대하여 확보하는 신뢰도지수를 구하는 연구를 수행한다.

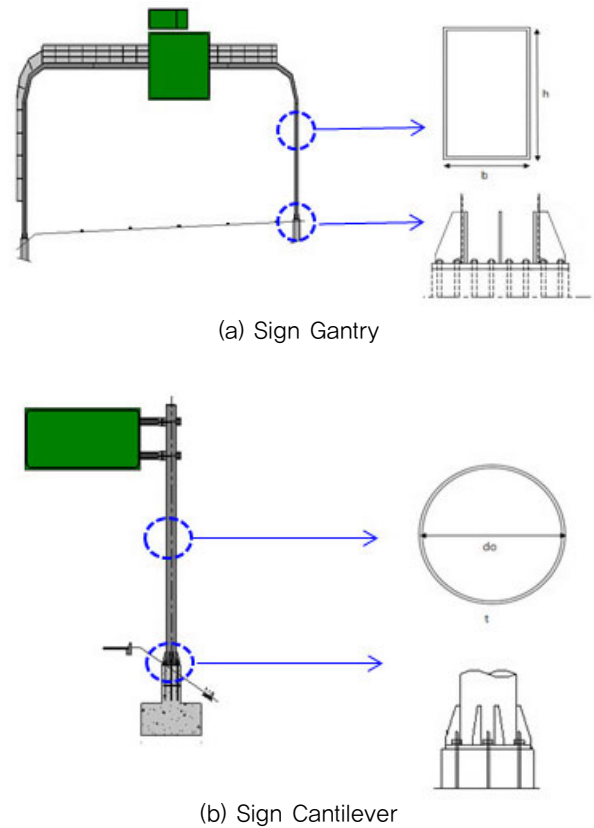


Fig. 1 Example of Support Structures

## 2. 설계수명 및 목표신뢰도지수

이 연구에서 지주구조물에 대한 설계수명은 국내 도로 표지판관련규정집과 미국 AASHTO에서 규정하고 있는 바와 동일하게 대형표지판에 대해서는 50년, 소형표지판

에 대해서는 10년을 적용하기로 한다. Table 1에 국내 도로교설계기준(한계상태설계법, KHBDC)(MLTM, 2015a)의 설계수명이 100년과 비교하여 상대적인 중요도를 고려하여 결정된 지주구조물의 설계수명을 나타내었다.

Table 1. Design Period of Support Structures and Bridge

Type	Design period
Sign gantry of portal and cantilever type	50 years
Small sign post	10 years
Bridge (KHBDC)	100 years

이 논문에서는 Eq. (1)과 같이 지주구조 부재의 설계를 지배하는 하중조합인 극한한계상태 풍하중조합에 대한 보정 내용을 제시한다.

$$\gamma_D D + \gamma_W W \leq \phi R_n \quad (1)$$

설계풍하중조합에 대한 목표신뢰도지수  $\beta_t$ 는 도로교설계기준(한계상태설계법) 케이블교량편(MLTM, 2015b)에 제시된 일반교량의 풍하중조합과 동일하게  $\beta_t=3.1$  수준을 확보하도록 결정하였다. 이 목표신뢰도지수는 파괴확률  $p_f=10^{-3}$ 에 해당한다.

이제 설계수명과 신뢰도지수를 함께 고려한 안전율을 비교하면 다음과 같다. 일반적으로 파괴확률  $p_f$ 와 신뢰도지수  $\beta$ 와의 관계는 다음과 같다.

$$\beta = -\Phi(p_f) \quad (2)$$

여기에서,  $\Phi$ 는 표준정규분포함수이다. 1년 파괴확률  $p_{f1}$ 과  $T$ 년에 대한 파괴확률  $p_{fT}$ 의 관계는 다음과 같으므로,

$$p_{fT} = 1 - (1 - p_{f1})^T \quad (3)$$

설계수명이 Table 1과 같이 각각 50년, 10년 및 100년인 구조물에 대하여 설계수명에 대하여 목표신뢰도지수 3.10을 부여하는 경우에, 이들을 동일한 1년 단위의 신뢰도지수로 환산하여 비교하면 Table 2와 같게 된다. 즉, 1년 신뢰도지수는 각각 4.11, 3.72, 4.26을 얻게 되며, 1년 파괴확률은 각각  $2 \times 10^{-5}$ ,  $10^{-4}$ ,  $10^{-5}$ 로 된다. 즉, 서로 다른 설계수명에 대하여 동일한 목표신뢰도지수를 설정하게 되면, 설계수명이 길수록 1년 단위 신뢰

도지수가 더 크게 된다. 즉, 설계수명이 길수록 1년 단위 파괴확률이 작아지므로, 안전율은 더 높아지는 효과가 있다고 볼 수 있다.

Table 2. Design Period and Target Reliability Index of Support Structure Subject to Wind Load

Type	Target reliability index $\beta_t$	Design period $T_d$ (yr.)	1yr. $\beta_1$ ( $p_f$ )	10yr. $\beta_{10}$ ( $p_f$ )	50yr. $\beta_{50}$ ( $p_f$ )	100yr. $\beta_{100}$ ( $p_f$ )
Sign gantry	3.10	50	4.11 ( $2 \times 10^{-5}$ )	3.54 ( $2 \times 10^{-4}$ )	3.10 ( $10^{-3}$ )	-
Small post	3.10	10	3.72 ( $10^{-4}$ )	3.10 ( $10^{-3}$ )	-	-
Bridge	3.10	100	4.26 ( $10^{-5}$ )	3.72 ( $10^{-4}$ )	3.29 ( $5 \times 10^{-4}$ )	3.10 ( $10^{-3}$ )

이 연구에서는 지주구조물의 설계수명에 따라 재현주기가 10년과 50년으로 서로 다른 설계 풍하중을 구해야 하는 번거로움을 해결하기 위하여, 재현주기에 따른 풍하중 크기 비율을 산정하여 설계에 반영할 수 있도록 하였다. 즉, 도로교설계기준의 100년 설계풍속을 이용하고, 10년, 50년 재현주기 설계풍하중은 100년 하중에 대한 크기 비율로 각각 감소시켜서 설계에 반영한다.

### 3. 설계변수의 통계특성

이 장에서는 지주구조물 설계의 주요 항목인 풍하중, 강재 지주의 휨강도, 앵커 기초의 강도에 대한 데이터를 수집하고 이로부터 이들의 통계특성을 구하는 과정과 결과를 나타낸다.

#### 3.1. 풍하중 통계특성

풍하중은 풍속의 함수로 주어지므로, 풍하중의 통계특성을 구하기 위하여 먼저 풍속의 통계특성을 구한다. 풍속 데이터는 기상청 홈페이지에 공개되어 있는 연도별 최대풍속 자료를 사용하였으며, 지면의 제약으로 이 논문에는 자료의 값을 나타내지는 않았다. 지역의 구성은 도로교설계기준의 지역별 기본풍속이 제시된 내륙 5개 도시(서울, 대전, 대구, 광주, 원주), 해안 4개 도시(인천, 부산, 울산, 목포)이며, 1971년부터 2015년까지 45년 동안의 연 최대풍속 데이터를 적용하였다. 이들 도시의 풍속데이터에 대하여 풍속계 높이와 지형을 고려하여 지표조건, 고도, 경사면 보정을 수행하였다.

모집단으로부터 추출된 데이터의 최대값이 이루는 분

또는 제1형 극치분포를 따른다는 극치분포 이론을 적용하여(Ang and Tang, 1975), 이 논문에서는 지역별 연 최대풍속 데이터의 분포를 극치분포로 가정한다. 목포 지역을 예를 들어 연 최대풍속과 45년 동안의 확률분포를 Fig. 2와 Fig. 3으로 설명한다. Fig. 2는 기상청으로부터 6년간(2010년~2015년) 월 최대 풍속 데이터를 기반으로 작성한 월별 최대 풍속 그래프이다. 1년 12개의 월 풍속 중 가장 큰 값을 원으로 표시하여 이들을 연 최대풍속 데이터로 구성하였다.

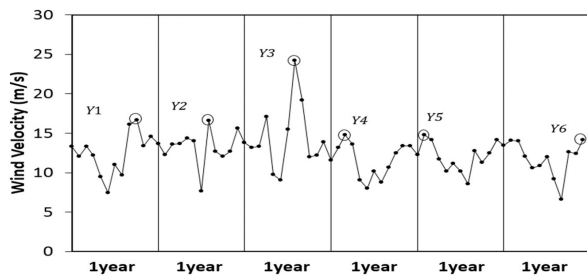


Fig. 2 Example of Yearly Maximum from Monthly Maximum Wind Velocity in Mokpo

연 최대풍속 데이터가 극치분포를 만족하는지를 확인하기 위하여 목포 지역의 45년간(1971년~2015년) 연 최대 풍속 데이터에 대한 적합도 검증(Goodness of Fit Test, GOF Test)을 수행한 예를 Fig. 3에 나타내었다. 그림 (a)는 빈도수 분포이며, 그림 (b)는 누적분포 함수(Cumulative Distribution Function, CDF)를 나타낸다. 통계분석 프로그램인 minitab으로 적합도 검정인 A-D test를 하였다. CDF에서 P-Value값이 0.05보다 크면 해당 분포에 적합하다고 볼 수 있는데, 그림 내부에 나타난 바와 같이 0.05보다 크므로 연 최대 풍속은 극치분포를 따른다고 할 수 있다.

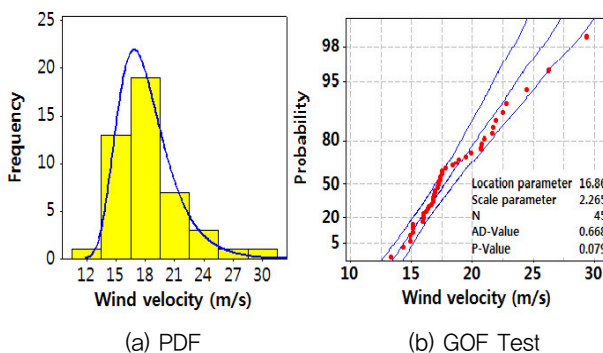


Fig. 3 Yearly Maximum Wind Velocity in Mokpo Area

설계수명에 대한 최대 풍속을 통계적 방법으로 추정하기 위하여, 이 연구에서는 극치분포형태 불변성을 이용한 통계분석 방법을 적용하였다. 극치분포를 이용한

추정방법에 관한 자세한 내용은 통계학 참고문헌(Ang and Tang, 1975)에 설명되어 있으며 여기에서는 결과를 간단하게 요약한다. Fig. 2와 같이 최대값으로 이루어진  $Y_n$ 의 분포는 Type I 극치분포를 따르며, 이것의 확률밀도함수는 Eq. (4)와 같고, 이 식의 매개변수는 Eq. (5)와 같다. 이로부터 설계수명에 대한 추정풍속은 Fig. 4 그래프의 꼭짓점에 해당하는 풍속이며, 이를 나타내면 Eq. (6)과 같다.

$$f_{Y_n}(y) = \alpha_n e^{-\alpha_n(y-u_n)} \exp[-e^{-\alpha_n(y-u_n)}] \quad (4)$$

$$u = \mu_{Y_n} - \frac{\gamma}{\alpha_n}, \quad \gamma = 0.577216, \quad \alpha_n = \sqrt{\frac{\pi^2}{6\sigma_{Y_n}^2}} \quad (5)$$

$$u_n = u + \frac{\ln n}{\alpha_n} \quad (6)$$

여기서,  $\mu_{Y_n}$ 과  $\sigma_{Y_n}$ 은 각각 최대값  $Y_n$ 의 평균과 표준편차이다. Fig. 4에는 Fig. 3(a)와 같은 목포지역의 1년 최대풍속 분포를 이용하여, 10년, 50년, 100년에 해당하는 최대풍속을 추정하는 예를 나타내었다.

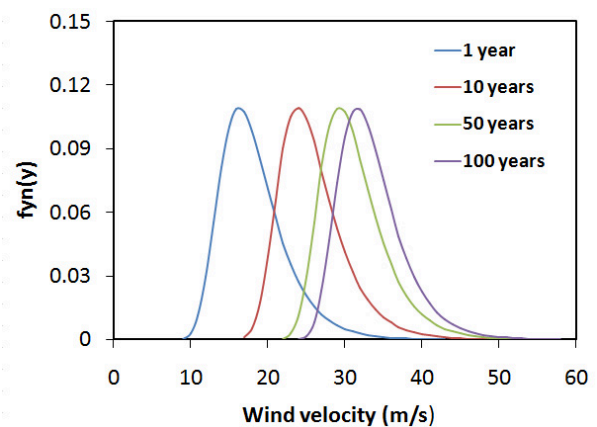


Fig. 4 Statistical Estimation of Wind Velocity for Design Periods by Applying Extreme Distribution Theory

이와 같은 방법으로 내륙지역 5개 도시와 해안지역 4개 도시에 대하여 재현주기 10년, 50년, 100년에 해당하는 최대풍속인  $V_{10y}$ ,  $V_{50y}$ ,  $V_{100y}$ 을 각각 추정하고  $V_{100y}$ 에 대한  $V_{10y}$ ,  $V_{50y}$ 의 비율을 구하여 Table 3에 나타내었다.

풍속비율의 평균값을 보면, 10년 풍속비율인  $V_{10y}/V_{100y}$ 은 0.79이고, 50년 풍속비율인  $V_{50y}/V_{100y}$ 은 0.94이므로, 이 연구에서는 각각 0.80과 0.95로 정한다.

Table 3. Regional Wind Velocity and Velocity Ratio

Area	$V_{10y}$	$V_{50y}$	$V_{100y}$	$\frac{V_{10y}}{V_{100y}}$	$\frac{V_{50y}}{V_{100y}}$
Seoul	16.9	19.8	21.0	0.81	0.94
Daegu	19.8	23.7	25.4	0.78	0.93
Daejeon	20.8	25.5	27.5	0.76	0.93
Gwangju	20.2	23.9	25.5	0.79	0.94
Wonju	14.6	17.0	18.1	0.80	0.94
Incheon	27.3	32.3	34.4	0.79	0.94
Busan	26.5	30.6	32.3	0.82	0.95
Ulsan	20.9	25.4	27.3	0.76	0.93
Mokpo	24.0	29.3	31.6	0.76	0.93
Mean				0.79	0.94

도로교설계기준에 제시된 재현주기 100년에 대한 공칭풍속  $V_{n,100y}$ 에 Table 3에서 구한  $V_{100y}$ 에 대한 풍속 비율을 지역별로 각각 적용하여 재현주기 10년, 50년에 대한 공칭풍속  $V_{n,10y}$ ,  $V_{n,50y}$ 을 계산하여 Table 4에 나타내었다. 이 표에 나타낸 지주구조물의 설계수명에 해당하는 50년 및 10년 공칭풍속을 설계에 적용하여 설계풍하중을 구할 수 있다. 실제 설계에서는 Table 3의 평균 풍속비율을 해당 지역의 100년 공칭풍속에 적용하여도 큰 차이는 없다.

Table 4. Conversion of Nominal Wind Velocity Using Velocity Ratio for Design Periods

Area	$V_{n,100y}$	$V_{n,10y}$	$V_{n,50y}$
Seoul	30.00	24.2	28.2
Daegu	30.00	23.4	28.0
Daejeon	30.00	22.7	27.8
Gwangju	30.00	23.8	28.1
Wonju	30.00	24.1	28.2
Incheon	35.00	27.8	32.8
Busan	40.00	32.8	37.8
Ulsan	40.00	30.6	37.2
Mokpo	45.00	34.1	41.7

풍속의 통계특성은 편심계수(bias factor)  $\lambda$ 와 변동계수(coefficient of variation, COV)  $\delta$ 로 나타낸다. 풍속의 편심계수는 공칭풍속에 대한 추정풍속의 비율이므로, Table 3의 지역별 추정풍속을 Table 4의 지역별 공칭풍속으로 나누어 구한다. 풍속의 변동계수는 추정풍속에 대한 풍속의 표준편차의 비율로 구한다. 풍속에 대한 지역별 통계특성을 Table 6의 왼편에 나타내었다.

이제 풍하중의 통계특성을 구하기 위하여 참고문헌 (Ghosn. et al., 2003; Lee, 2014)으로부터 풍속의 함수로 나타낸 Eq. (7)과 같은 기본 형식의 풍하중 식을 이용한다.

$$W = c C_p E_z G V^2 \tag{7}$$

이 식에서 사용된 해석계수  $c$ , 압력계수  $C_p$ , 노출도 계수  $E_z$ , 거스트계수  $G$ 에 대한 통계특성은 참고문헌에서 제시한 Table 5의 값을 적용한다. 이번 연구에서 구한 풍속  $V$ 에 대한 통계특성인 Table 6과 함께 Eq. (8)을 적용하여 재현주기 50년에 대한 풍하중의 편심계수  $\lambda_{W,50}$ 과 변동계수  $\delta_{W,50}$ 의 통계특성을 결정하여 Table 6에 나타내었다.

$$\lambda_W = \lambda_c \times \lambda_{C_p} \times \lambda_{E_z} \times \lambda_G \times (\lambda_V)^2 \tag{8}$$

$$\delta_W = \sqrt{\delta_c^2 + \delta_{C_p}^2 + \delta_{E_z}^2 + \delta_G^2 + 2\delta_V^2}$$

Table 5. Statistical Properties of Coefficients of Wind Load Formula

Component	Bias factor ( $\lambda$ )	Coefficient of variation ( $\delta$ )	Distribution type
Analysis constant, $c$	1.0	5%	Normal
Pressure coefficient, $C_p$	1.0	12%	Normal
Exposure coefficient, $E_z$	1.0	16%	Normal
Gust factor, $G$	1.0	11%	Normal

Table 6. Statistical Properties of Regional Wind Velocity  $V_{50y}$  and Wind Load  $W_{50y}$

Area	Wind velocity		Wind load	
	$\lambda_{V,50y}$	$\delta_{V,50y}$	$\lambda_{W,50y}$	$\delta_{W,50y}$
Seoul	0.700	0.1152	0.516	0.2848
Daegu	0.846	0.1302	0.715	0.2975
Daejeon	0.916	0.1458	0.840	0.3117
Gwangju	0.850	0.1237	0.722	0.2919
Wonju	0.604	0.1165	0.365	0.2859
Incheon	0.861	0.1228	0.741	0.2911
Busan	0.813	0.1066	0.691	0.2781
Ulsan	0.683	0.1415	0.515	0.3076
Mokpo	0.696	0.1454	0.551	0.3112
Mean	0.774	0.1275	0.628	0.2955



### 3.2. 강재 지주 통계특성

이 연구의 주요 대상 구조물인 문형식 지주와 내민식 지주에 대하여 주로 사용되는 강재인 SM490, SS400 과 SM400 강재를 적용하여 통계분석한다. 문형식 지주의 단면은 직사각형 각형강관이며, 각형강관의 휨강도 설계식(MLTM, 2015a)은 Eq. (9)와 같다.

$$M_n = F_y Z \quad (9)$$

설계과정에서는 플랜지 국부좌굴강도 설계식, 웨브 휨 설계식도 검토하며, 단면의 공칭휨강도  $M_n$ 은 항복강도 및 국부좌굴강도의 한계값 중 최소값으로 한다.

내민식 지주와 단주식 소형지주의 단면은 주로 원형강관이 사용되며, 이에 대한 공칭 휨강도의 설계식(MLTM, 2015a)도 Eq. (9)와 같다. Eq. (9)는 조밀단면 항복강도 설계식이며, 설계과정에서는 비조밀단면의 국부좌굴강도, 세장단면 항복강도 설계식도 검토한다. 공칭휨강도  $M_n$ 은 항복강도 및 국부좌굴강도의 한계값 중 최소값으로 한다.

이 연구에서 신뢰도 분석을 위한 지주의 예제 단면들은 모두 조밀단면으로 Eq. (9)를 기반으로 시뮬레이션을 통하여 결정하였다. 단면의 휨강도를 시뮬레이션하는 과정에서는 크게 3가지에 대한 통계특성이 고려되는데, 재료강도, 단면치수, 설계수식의 정확성이다. 첫번째로 Eq. (9)를 구성하고 있는 강재의 재료강도를 나타내는  $F_y$ 의 통계특성은 국내 강재의 통계특성(Shin, 2005)을 적용하였으며, 이를 Table 7에 나타내었다.

Table 7. Statistical Properties of Material Strength  $F_y$  of Structural Steel

Structural steel	$\lambda$	$\delta$
SS400	1.25	0.077
SM400	1.29	0.086
SM490	1.19	0.085

다른 두 가지는 미국 AASHTO LRFD의 하중저항계수 보정과정(Nowak and Collins, 2000)에서 적용한 값과 동일한 값을 적용하였다. 먼저, 단면의 치수와 연관되는 소성단면계수  $Z$ 의 통계특성은 단면 크기에 큰 편차가 없다고 가정하여,  $\lambda_Z=1.0$ ,  $\delta_Z=0.05$ 를 적용하였다. 그리고 실제 부재거동과 이를 수식화한 강도산정 설계식인 Eq. (9) 및 구조해석 과정 등에서 발생하는 편차를 고려하기 위한 전문성계수(professional factor)

는 강재 휨부재에 대한 값인  $\lambda_P=1.03$ ,  $\delta_P=0.05$ 를 적용하였다.

이후 시뮬레이션 과정에서는 재료강도  $F_y$  및 소성단면계수  $Z$ 의 통계특성을 따르는 값을 반복적으로 1,000회 생성하여 Eq. (9)를 적용하여 단면 휨강도를 구하고, 이의 평균값과 표준편차로부터 먼저 편심계수  $\lambda_{FZ}$  및 변동계수  $\delta_{FZ}$ 를 구한다. 여기에 전문성계수의 통계특성을 추가로 고려하여 단면강도의 통계특성을 Eq. (10)과 같이 결정하였으며, 이를 Table 8에 나타내었다.

$$\lambda = \lambda_{FZ} \lambda_P, \quad \delta = \sqrt{\delta_{FZ}^2 + \delta_P^2} \quad (10)$$

Table 8. Statistical Properties of Resistance of Steel Supports

Material of steel support	$\lambda$	$\delta$	Distribution
SS400	1.29	0.103	Lognormal
SM400	1.33	0.116	Lognormal
SM490	1.22	0.113	Lognormal

### 3.3. 앵커의 통계특성

앵커의 통계특성은 기존 국내외 연구의 실험결과를 참조하여 인장, 전단 파괴 양상별로 강도 데이터를 정리하고, 이를 설계식과 비교하여 결정하였다. 이 연구에서 앵커 설계는 콘크리트구조기준(KCI, 2012)의 설계식을 적용하였다.

#### 3.3.1. 인장설계

##### (1) 설계기준 식

KCI(2012)를 적용하면 균열콘크리트에서 인장력을 받는 앵커의 기본 콘크리트 파괴강도는 다음과 같다.

$$N_b = k \sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5} \quad (11)$$

여기서,  $k$ 는 선 설치 앵커의 경우 10이고, 후설치 앵커의 경우 7이다.  $h_{ef}$ 는 앵커의 유효문힘깊이이다.

앵커의 인장 균열, 비균열 콘크리트 파괴식은 다음과 같다.

$$N_{cb} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \times \psi_{ed,N} \times \psi_{c,N} \times \psi_{cp,N} \times N_b \quad (12)$$

여기서,  $\psi_{ed,N}$ ,  $\psi_{c,N}$ ,  $\psi_{cp,N}$ 는 각각 연단거리, 균열

유무, 후설치앵커에 대한 수정계수이고,  $A_{Nc}$ 와  $A_{Nco}$ 는 앵커의 파괴면 투영면적으로 이 연구에서 사용한 참고 문헌의 앵커 인장 실험에서는 두 면적은 같다.

### (2) 인장 문헌 데이터 분석

앵커의 인장 콘크리트 파괴에 대한 국내외 문헌을 조사한 결과 통계특성은 실험값이 많은 자료가 필요하므로, 인장 비균열 콘크리트 파괴에 대하여 실험값이 600회 가량으로 많은 참고문헌(Farrow, 1992)을 이용한다. 앵커의 인장 비균열 콘크리트 파괴 실험값과 설계식 값을 비교하여  $h_{ef}^{1.5} \times \sqrt{f_{ck}}$  항에 대하여 Fig. 4에 나타내었다. 설계식을 적용할 때 사용하는 기준강도  $f_{ck}$ 와 실험에서 사용한 콘크리트 강도와와의 관계는 KHBDC의 평균강도  $f_{cm} = f_{ck} + 4$  관계식을 이용하였다. 참고로, Fig. 5에는 후설치 앵커의 국내 실험 데이터(Kim et al, 2004)도 큰 삼각형 표식으로 함께 나타내었다.

인장 비균열 파괴의 통계특성을 구한 결과 편심계수  $\lambda = 1.264$ , 변동계수  $COV = 0.1921$ 로 나타났다.

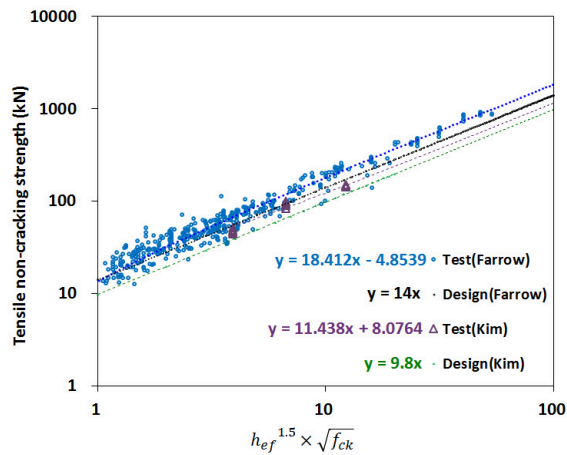


Fig. 5 Comparison of Experimental Data and Design Value for Anchor Tensile Failure Mode

### 3.3.2. 전단설계

#### (1) 설계기준 식

KCI(2012)를 적용하면 앵커의 전단 기본 콘크리트 파괴식은 다음과 같다.

$$V_b = (0.6 \times (\frac{l_e}{d_a})^{0.2} \times \sqrt{d_a}) \times \lambda \times \sqrt{f_{ck}} \times (c_{a1})^{1.5} \quad (13)$$

여기서,  $l_e$ 는 지압 저항 길이,  $d_a$ 는 앵커의 외경,  $\lambda$

는 경량콘크리트계수,  $c_{a1}$ 는 앵커 중심에서 콘크리트 단부까지의 거리이다.

앵커의 전단 균열, 비균열 콘크리트 파괴식은 다음과 같다.

$$V_{cb} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \psi_{ed,V} \times \psi_{c,V} \times \psi_{h,V} \times V_b \quad (14)$$

여기서,  $\psi_{ed,V}$ ,  $\psi_{c,V}$ ,  $\psi_{h,V}$ 는 각각 연단거리, 균열 유무, 부재두께에 대한 수정계수이고,  $A_{Vc}$ 와  $A_{Vco}$ 는 앵커의 파괴면 투영면적으로, 이 연구에서 사용한 참고 문헌의 앵커 인장 실험에서는 두 면적은 같다.

### (2) 전단 문헌 데이터 분석

앵커의 전단 콘크리트 파괴에 대한 국내외 문헌을 조사한 결과 인장과 동일하게 실험값이 많은 참고문헌(Muratli, 1998)의 실험값을 이용한다. Muratli의 논문에서는 단일 앵커에 대하여 전단 비균열 콘크리트 실험을 총 220회 진행하였다. 앵커의 전단에 대하여 실험값과 설계식 값을 비교하여 Fig. 6에 나타내었다. 또한 국내 전단강도 데이터(Kim et al, 2004)를 큰 삼각형 표식으로 나타내었다.

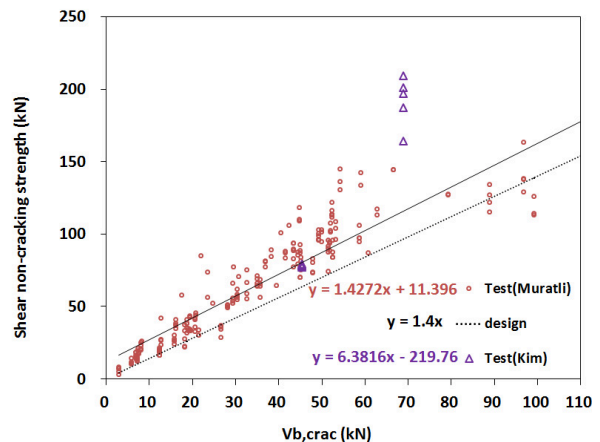


Fig. 6 Comparison of Experimental Data and Design Value for Anchor Shear Failure Mode

전단 비균열 파괴의 통계특성을 구한 결과 편심계수  $\lambda = 1.388$ , 변동계수  $COV = 0.220$ 으로 나타났다.

## 4. 신뢰도 분석

앞에서 구한 통계특성을 이용하여 실제 지주구조물의 설계 예제에 적용하여 신뢰도분석을 수행하였다. 지

지주구조물 설계를 지배하는 하중조합이 풍하중조합임을 확인하였으며, 설계수명 10년, 50년에 해당하는 지주 구조물별로 풍속의 재현주기에 맞는 신뢰도 분석을 수행한다.

#### 4.1. 설계식 및 한계상태 식

지주구조물의 인장 및 전단에 대한 풍하중조합에 대한 설계 및 신뢰도분석은 문형식, 내민식 지주의 경우 설계수명 50년, 단주식 지주의 경우 설계수명 10년에 대하여 수행한다. 먼저 제안 설계 식은 다음과 같다.

Portal and cantilever type :

$$1.25D + 1.3W_{50y} \leq \phi R \quad (15a)$$

Small post :

$$1.25D + 1.3W_{10y} \leq \phi R \quad (15b)$$

여기서,  $W_{50y}$ ,  $W_{10y}$ 는 설계수명이 50년인 문형식지주와 10년인 소형 내민식지주에 대한 공칭풍하중이며, 이는 재현주기 100년에 대하여 주어진 공칭풍속에, 50년, 10년에 대한 풍속비율을 각각 적용하여 구한 값이다. 저항계수인  $\phi$ 는 강재 기둥의 힘에 대하여 KHBDC와 동일하게  $\phi = 0.90$ , 앵커의 인장 및 전단에 대하여 KCI와 동일하게  $\phi = 0.75$ 를 적용한다.

다음으로 한계상태 식은 다음과 같다.

Portal and cantilever type :

$$g = R_n - (D + W_{50y}) \quad (16a)$$

Small post :

$$g = R_n - (D + W_{10y}) \quad (16b)$$

#### 4.2. 설계 단면 예

문형식 지주에 대한 설계 예제는 Fig. 1(a)와 같은 형식인 8차선 도로에 설치된 갠트리 구조물이며, 내민식 지주에 대한 설계 예제로는 Fig. 7과 같은 도계표지이다. 앵커 기초는 Fig. 8과 같이 내민식 지주의 앵커 예제에 적용하였다. 단주식 지주의 예제 구조물은 설계수명 10년에 해당하는 가로등을 사용하였다.

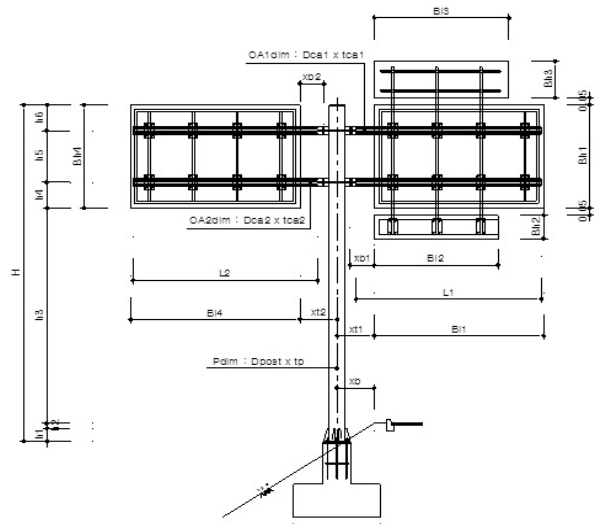


Fig. 7 Design Example of Cantilever Support

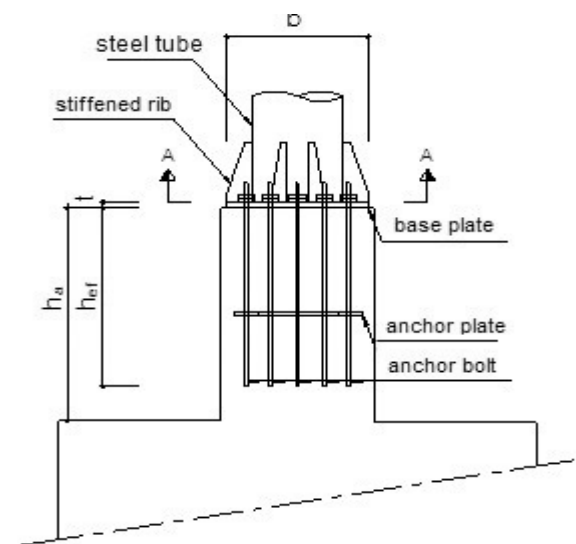


Fig. 8 Design Example of Anchor Support

#### 4.3. 신뢰도 계산

지주구조물 설계를 지배하는 하중조합인 풍하중조합에 대하여 신뢰도 분석을 수행하였다. 신뢰도분석을 위한 하중-지항의 통계특성은 이 연구에서 구한 값을 적용하였고, 고정하중의 통계특성은 편심계수 1.05, 변동계수 0.1을 적용하였다. 이 연구에서 신뢰도 분석으로 사용한 지주 구조물의 공칭강도는 Table 9에 나타낸 바와 같다.

Table 9는 서울지역 및 공칭풍속이 30m/s에 해당하는 지역에 적용한 설계 예제이다. 이 연구에서 30m/s 이상의 공칭풍속을 가지는 지역의 경우에는 해당 지역의 공칭풍속과 30m/s와의 비율의 제곱으로 풍하중 및 공칭 강도를 증가하여 신뢰도 분석을 수행하였다.



Table 9. Wind Load and Nominal Strength of Example Support Structures in Seoul Area

	Gantry (kN·m)	Cantilever (kN·m)	Anchor tensile (kN)	Anchor shear (kN)	Small post (kN·m)
Wind load	338.1	84.8	215.8	17.8	13.0
Nominal strength	451.3	113.1	345.2	28.5	17.3

앞에서 구한 통계특성과 공칭강도 등으로 신뢰도를 분석한 결과 값을 지역별로 Table 10에 나타내었다. 표 하단의 지역별 신뢰도의 평균값은 모든 구조물에 대하여 목표신뢰도 3.1을 넘는 것을 확인할 수 있다. Table 10을 그림으로 나타내면 Fig. 9와 같다. 이 그림에서 보면 지역별로 신뢰도지수의 편차가 발생함을 알 수 있다. 이는 지역별 공칭 풍속(Table 4)과 기상청 풍속자료에 의한 추정 풍속(Table 6) 사이의 편차로 인해 발생하고 있다.

Table 10. Regional Reliability Index of Support Structures

	Gantry	Cantilever	Anchor tensile	Anchor shear	Small post
Seoul	3.94	4.20	4.15	4.22	3.54
Daegu	2.88	3.13	3.20	3.30	3.47
Daejeon	2.34	2.59	2.69	2.82	2.96
Gwangju	2.88	3.13	3.19	3.30	3.46
Wonju	5.04	5.31	5.12	5.15	5.68
Incheon	2.81	3.06	3.12	3.23	3.39
Busan	3.09	3.35	3.38	3.48	4.20
Ulsan	3.79	4.05	4.02	4.10	4.73
Mokpo	3.57	3.82	3.81	3.89	3.67
Mean	3.37	3.63	3.63	3.72	3.90

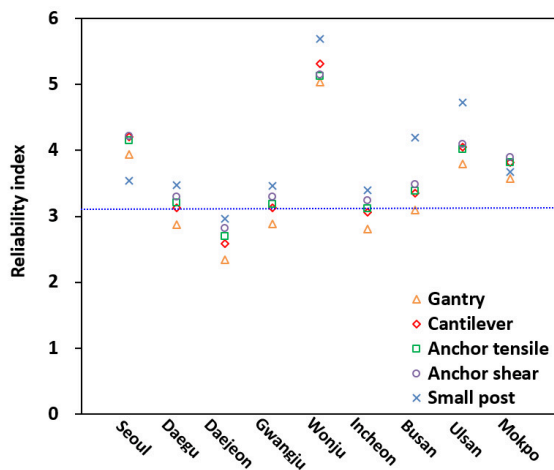


Fig. 9 Regional Reliability Index of Support Structures

풍하중계수를 1.1, 1.2 및 1.3을 적용한 경우에 대한 신뢰도 분석결과를 Fig. 10에 나타내었다. 이 때 Table 6의 풍하중 통계특성의 평균값을 사용하였다. 분석 결과, 풍하중계수가 1.2일 때 평균적으로 목표신뢰도지수 3.1에 가장 근접하고 있음을 확인할 수 있으나, Table 10 및 Fig. 9에서 보듯이 지역별로 편차가 발생하고 있으므로, 이 연구에서는 최종 풍하중계수 보정에 이 점을 추가로 고려하였다.

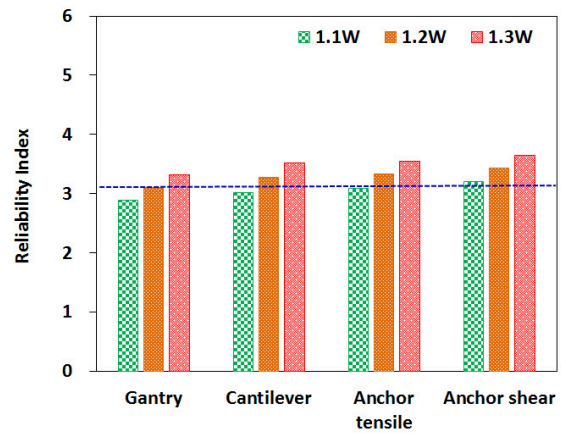


Fig. 10 Comparison of Reliability Index due to Variation of Wind Load Factors (Regional Average)

이 연구에서는 횡방향 하중인 풍하중조합에 대한 목표신뢰도지수인 3.1을 만족시키면서 지역별 편차를 감안하여 풍하중계수에 대한 보정값은 1.3으로 정한다.

## 5. 결론

이 연구에서는 도로 부대시설인 지주구조물에 대하여 설계를 지배하는 풍하중조합을 대상으로 신뢰도 분석을 수행하고, 목표신뢰도지수에 적합한 하중계수를 보정하는 연구결과를 제시하였다. 이 연구 과정에서 국내 주요 지역의 기상청 풍속 자료를 바탕으로 통계적 추정 방법을 적용하여 설계수명에 적합한 풍하중 결정 및 풍하중의 통계특성을 산출하였다. 더불어, 국내외 문헌자료와 시뮬레이션을 통하여 지주 부재의 저항강도 통계특성을 정하였으며, 제시된 풍하중조합에 따라 설계된 지주구조물을 대상으로 신뢰도 분석을 수행하였다.

국내외 관련 규정을 참고하여, 지주구조물의 풍하중조합에 대한 목표신뢰도지수는 교량과 동일하게 3.1로 정하였으며, 구조물의 중요도를 고려하여 보다 짧도록 하였다. 설계수명의 차이로 인하여 교량에 비하여 지주구조물의 중요도가 덜하게 되는 효과를 얻을 수 있다.

이 연구에서 사용한 통계특성을 기반으로 판단한다면 평균적으로 1.2W도 목표신뢰도지수를 만족하나, 지역별 편차를 고려하고, 풍하중은 고정하중보다 편차가 큰 하중이므로 고정하중계수인 1.25보다 큰 것이 바람직하다고 판단된다. 따라서 지주구조 설계에 대하여 국내에 처음 도입되는 극한강도 하중조합임을 고려하여 이 연구에서는 1.3을 풍하중계수로 제시한다. 이는 도로교설계기준(한계상태설계법, KHBDC)의 풍하중계수인 1.4보다는 작으므로 설계대상 구조의 중요도가 고려된 경제적이며 합리적인 계수라고 판단된다. 또한 설계과정의 편의를 위하여, KHBDC에 주어진 100년 공칭풍속에 설계기간별 풍속비율을 1보다 작은 값으로 곱하여 설계수명이 50년, 10년에 해당하는 지주구조물의 풍하중을 감소시켜서 구할 수 있도록 하였다.

연구과정을 통하여 현행 도로교설계기준에 제시되어 있는 지역별 설계풍속의 공칭값이 기상청 풍속 자료와 차이를 보이고 있음이 나타났으며, 지역별 설계풍속 산정에 대한 추가적인 연구가 필요하다고 판단된다.

#### 감사의 글

본 연구는 한국도로공사 도로교통연구원의 고속도로 지주구조물 성능향상을 위한 설계법 및 프로그램 개발 과제의 연구비 지원에 의하여 수행되었습니다.

## REFERENCES

- American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), 2013. AASHTO Standard Specifications for Structural Supports for Highway Signs, Luminaires, and Traffic Signals, 6th ed., Washington, D.C.
- American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), 2015. AASHTO LRFD Specifications for Structural Supports for Highway Signs, Luminaires, and Traffic Signals, 1st ed., Washington, D.C.
- Ang, A.H-S., and Tang, W.H., 1975. Probability Concepts in Engineering Planning and Design, Volume I - Basic Principles, Wiley & Sons, pp.172-179, 300-301.
- DM Engineering Co, Goryeo Software Co, 2015 Development of Design Criteria and Program for Improving Performance of Highway Support Structure, Korea Expressway and Transportation Research Institute.
- Farrow, C. B., 1992. Tensile Capacity of Anchors With Partial or Overlapping Failure Surfaces: Evaluation of Existing Formulas on An LRFD Basis, Master Thesis of Texas at Austin.
- Farrow, C. B., Frigui, I., Klingner, R. E., 1995. Tensile Capacity of Single Anchors In Concrete: Evaluation of Existing Formula on an LRFD Basis, American Concrete Institute Structural Journal.
- Ghosn, M., Mose, F., and Wang, J., 2003. NCHRP Report 489 : Design of Highway Bridges for Extreme Events, Transportation Research Board, National Cooperative Highway Research Program, Washington, D.C.
- Highways England, 1998. BD 51/98 Volume 2 Highway Structures: Design (Sub-Structures and Special Structures), and Materials Section 2 Special Structures, Design Manual of Road and Bridges (DMRB).
- Kim, I. H., Choi, D., Chun, S., Lee, D., Yang, M., 2004. Comparison of Domestic Anchor Experiment Strength and Design Strength, Korea Concrete Institute Research Association Technical Committee.
- Korea Concrete Institute (KCI), 2012. Concrete Structure Standard, Korea Concrete Institute.
- Korea Expressway Corporation (KEC), 2002. Review of Soundproof Wall Design Wind Load, Korea Expressway Corporation.
- Korea Expressway Corporation (KEC), 2004. Review of Sign for Design Wind Load, Korea Expressway Corporation.
- Lee, S. H., 2014. Calibration of the Load-Resistance Factors for the Reliability-based Design of Cable-supported Bridges, Seoul National University Doctorate thesis, pp.115-119.
- Ministry of Land, Transportation and Maritime Affairs (MLTM), 2010. Basic Standard for Soundproof wall, Korea Ministry of Land, Transportation and Maritime Affairs.
- Ministry of Land, Transportation and Maritime Affairs (MLTM), 2015a. Korea Highway Bridge Design Code (KHBDC) - Limit State Design Method, Korea Ministry of Land, Transportation and Maritime Affairs.
- Ministry of Land, Transportation and Maritime Affairs (MLTM), 2015b. Korea Highway Bridge Design Code (KHBDC) - Limit State Design Method for Cable Bridge, Korea Ministry of Land, Transportation and Maritime Affairs.
- Muratli, H., 1998. Behavior of Shear Anchors in Concrete: Statistical Analysis and Design Recommendations, Master Thesis of Texas at Austin.
- Muratli, H., Klingner, R. E., Herman, L., Graves, III, 2004. Breakout Capacity of Anchors in Concrete-Part 2: Shear, American Concrete Institute Structural Journal.
- Nowak, A. S., Collins, K. R., 2000. Reliability of Structures, McGraw-Hill, pp.181-184.
- Shin, D. G., 2005. R&D on Core Technology for Bridge Design, Second Year Report, Korea Ministry of Land, Transportation and Maritime Affairs.