

# 철근콘크리트구조물의 현행 LRFD 설계식 검증

## Calibration of Current LRFD Formats for R.C. Structure Design

○ 김 상 효\*   배 규 용\*\*   박 흥 석\*\*

### Abstracts

Because of the inherent random nature of most manmade and environmental loadings and materials as well as the imperfect structural analysis, the reliability-based structural design has been recognized as a rational approach and the probability-based design criteria has been successfully developed for many standards. In order to do this it is necessary to establish target reliability levels, for which the reliability levels inherent in present design practice will be used as a rational guide. In this study the reliability levels implied in current practices, therefore, are investigated using the load and resistance models developed for domestic uses.

#### 1. 개요

철근콘크리트부재는 콘크리트 강도나 부재단면의 시공오차 등에 의해 부재강도의 변화가 비교적 많다(1). 이러한 철근콘크리트부재의 저항력과 이에 작용하는 하중들의 불확실성(2,3)을 이해할 때, 구조설계 및 시공자의 관심은 현행 구조설계기준에 의해 설계·시공되어진 철근콘크리트 구조물의 부재가 가지는 안전수준(신뢰도)이다. 물론 부재(structural members)의 안전수준보다는 구조물(structural systems)의 안전수준이 더 중요하겠지만, 현행 설계기준에는 부재설계에 대한 안전검토만 제시되어 있으며, 또한 현재 건설되고 있는 구조물의 형식이 매우 다양하고 구조물의 안전수준은 동일한 부재를 사용하여도 전체 구조형식에 따라 변하게 되므로 대표치를 선정하는 것은 매우 어렵다. 다행히 일반적으로 구조물의 안전수준은 구성부재의 안전수준과 밀접한 관계를 가지고 있으므로 부재의 안전수준을 검토함으로써 구조물의 안전수준을 추정할 수 있다고 하겠다.

따라서 본 연구에서(국내에서 수집한 자료로부터)는 기개발된 각종 하중모형(2,3)과 철근콘크리트 부재력의 모형(1)을 이용하여 현행 설계기준이 내포하고 있는 신뢰도를 분석하고자 한다. 분석대상이 되는 신뢰도는 각종 철근콘크리트 부재의 극한강도(ultimate strength)가 구조물 사용기간중에 여러 작용하중에 의해 초과되는 가능성에 대한 것이다. 검토대상은 미국 ACI 318 기준에 기초하여 채택한 "극한강도 설계법에 의한 철근콘크리트 구조계산규준"에서 제시하고 있는 복합하중들에 대한 안전검토조건이며, 현행 허용응력설계기준도 비교, 검토되었다.

신뢰도분석 대상이 되는 각종 하중효과(force, moment 등)들은 작용하중과 다음과 같은 관계를

가진다 :

$$Q = c \cdot m \cdot W \quad (\text{식 1})$$

여기에서  $c$ 는 영향계수로서 하중을 하중효과로 변환시켜주는 것이며,  $m$ 은 실제 작용하중을 이상적으로 모형화함으로써 발생하는 오차를 보정하는 역할을 하는 것이며,  $W$ 는 작용하중이다. 따라서 하중효과와 확률적 특성은 (식 1)의 각 변수가 가지는 확률특성에 의해 결정되며, 평균은

$$\bar{Q} = \bar{c} \cdot \bar{m} \cdot \bar{W} \quad (\text{식 2})$$

이 되며, 변이계수는

$$\delta_Q = [\delta_c^2 + \delta_m^2 + \delta_W^2]^{1/2} \quad (\text{식 3})$$

이 된다. 여기에서는 모든 변수들이 확률적으로 상호 독립이라고 가정하였다.

#### 2. 부재저항력 모형

부재저항력(ultimate strength)도 참고문헌 1에서 분석하였듯이 부재별로 매우 다른 특성을 보이고 있다(<표1>). 슬래브는 시공오차의 수준이 부위에 따라 매우 큰 차이를 보이고 있기 때문에 부위별로 모형을 선정하였다. 즉 슬래브 두께 12cm의 단부(부모멘트(negative moment)를 받는 부분)에서는  $\bar{R}/R_n = 0.70$ 과  $\delta_R = 0.16$ 이며, 슬래브 두께 15cm의 단부에서는  $\bar{R}/R_n = 0.95$ 와  $\delta_R = 0.19$ , 중앙부(정모멘트를 받는 부분)에서는 두께와 관계없이  $\bar{R}/R_n = 1.05$ 와  $\delta_R = 0.18$ 을 선정하였다. 또한 이들 전체의 대표치로는  $\bar{R}/R_n = 0.90$ 과  $\delta_R = 0.18$ 을 택하였다. 이는 슬래브 두께 12cm의 단부에서의 매우 낮은  $\bar{R}/R_n$ 에 대해서는 보다 많은 자료수집과 세심한 분석이 필요하다고 보았기 때문이다.

\* 한국건설기술연구원 구조연구실장

\*\* 한국건설기술연구원 구조연구실 연구원

<표1> 부재별 저항력 모형

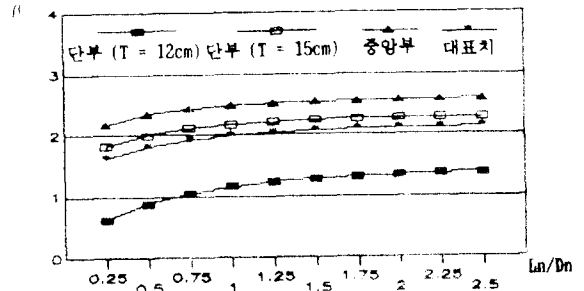
Ln / Dn		$\bar{R}/R_n$	c.o.v.	
슬래브	대표치	0.90	0.18	
	중앙부	1.05	0.18	
	단부	t = 12	0.70	0.16
		t = 15	0.95	0.18
보		1.00	0.14	
기둥	압축파괴영역	0.92	0.15	
	인장파괴영역	0.92	0.14	
	순수압축파괴	0.78	0.19	

보(beam)에서는 단철근보와 복철근보의 구별없이 하나의 대표값으로  $\bar{R}/R_n = 1.00$ 과  $\delta_s = 0.14$ 를 선정하였다. 기둥에서는 파괴형태에 따라 확률특성이 다르기 때문에 압축파괴영역에서는  $\bar{R}/R_n = 0.92$ 와  $\delta_s = 0.15$ , 인장파괴영역에서는  $\bar{R}/R_n = 0.92$ 와  $\delta_s = 0.14$ , 편심이 매우 작은 또는 없는 압축파괴에서는  $\bar{R}/R_n = 0.78$ 과  $\delta_s = 0.19$ 를 선정하였다. 기둥에서는 참고문헌 1에서 분석한 평균저항력에 대해 0.97의 감소계수를 적용하였으며(5), 변이계수는 모형화에 의한 변이를 추가로 고려하였고 특히 편심이 없는 순수 압축파괴에서는 기둥의 수직성에 있어서의 시공오차 등을 고려하여  $\delta_s = 0.15$ 를 가정하였다. 즉  $\delta_s = (\delta'_s + \delta_s)$ 을 이용하였다. 저항력의 확률분포는 모든 경우에서 참고문헌 1에서 분석한 바와 같이 정규분포를 이용하였다.

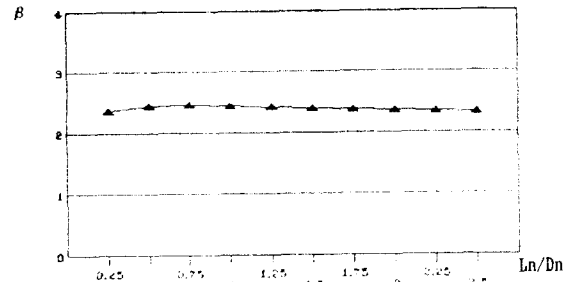
위에서 선정한 하중 및 저항력의 모형들을 이용하여 부재별로 산정한 안전수준이 <그림 1>에 정리되어 있다. <그림 1>에서는 안전수준이 신뢰성 지수(reliability index)로 표시되어 있다.

<그림 1>에서 알 수 있듯이 슬래브에 있어서는 신뢰도의 수준이 다른 부재에 비하여 매우 낮게 나타났다. 즉 대표치를 사용한 경우에도 일반적인 적재하중 대 고정하중의 비(Ln/Dn = 0.5~2.5)에서  $\beta = 2.00$  ( $P_f = 22.8 \times 10^{-3}$ )의 수준이며, 두께 12cm의 단부에서는  $\beta = 1.2$  ( $P_f = 0.115$ ) 정도로 매우 우려되는 수준이다. 이와 비교하여 참고문헌 4의 분석결과와 일반적으로  $\beta = 3.0$  ( $P_f = 1.4 \times 10^{-3}$ )의 수준이다. 아직까지 국내에서는 주로 허용응력설계를 실시하고 있기 때문에 큰 문제점이 나타나지 않았던 것으로 판단된다.

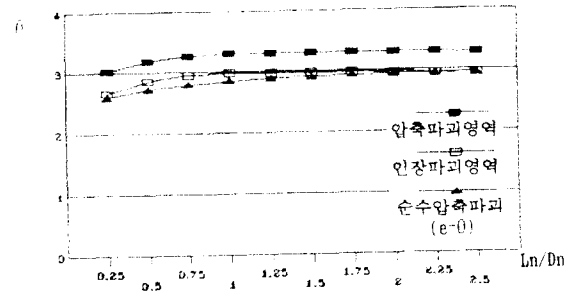
슬래브를 허용응력설계규준에 의해 설계할 경우 여기에서 허용응력은 콘크리트와 철근에서 각각  $f_{ca} = 0.4f_c$ ,  $f_{sa} = 0.67f_y$ , 안전계수(safety factor,  $\phi_s$ )는 대략 2.0에서 2.5 수준이다. 따라서 허용응력설계규준에 의해 설계된 슬래브의 극한강도에 대한 안전수준은 신뢰성지수로 슬래브 대표치에서  $\beta = 2.5 \sim 3.1$  ( $P_f = 6.2 \sim 1.0 \times 10^{-3}$ ), 슬래브 두께 12cm의 단부에서도  $\beta = 1.8$



a) 슬래브



b) 보



c) 피철근 기둥

<그림 1> 현행규준의 신뢰도 수준 (고정하중과 적재하중)

~2.6( $P_f = 35.9 \sim 4.7 \times 10^{-3}$ )의 수준이 된다. 이는 참고문헌 4에서의 수준과 비교될 수 있는 수준이다. 따라서 ACI 318에 제시된 극한강도설계법의 국내도입을 위해서는 안전검토조건(LRFD formats) 등 여러가지가 세밀하게 분석되어야 하겠다. 이에 대한 것은 참고문헌 6에서 자세히 다루고 있다.

보에서는 일반적인 하중조건( $L_n/D_n = 0.25 \sim 1.50$ )에서 안전수준이  $\beta = 2.4$  ( $P_f = 8.2 \times 10^{-3}$ )를 약간 상회하는 결과를 보이고 있다. 이는 참고문헌 4의 철근콘크리트 보에 대한 결과인  $\beta = 2.8$  ( $P_f = 2.6 \times 10^{-3}$ )에 비해 낮은 수준이나 슬래브 보다는 매우 양호한 결과이다. 허용응력설계를 실시할 경우에는 보에서도 극한강도에 대한 안전계수가 대략  $\phi_s = 2.0 \sim 2.5$ 이며, 따라서 안전수준도  $\beta = 3.1 \sim 3.8$  ( $P_f = 9.7 \sim 0.7 \times 10^{-4}$ )의 수준으로 나타나고 있다.

기둥에서는 파괴형태에 따라 약간씩 다른 안전수준을 보이고 있다. 즉 일반적인 하중조건( $L_n/D_n = 0.25 \sim 1.25$ )에서 압축파괴의 경우  $\beta = 3.2$  ( $P_f = 0.7 \times 10^{-3}$ )의 수준이며, 인장파괴의 경우  $\beta = 2.9$  ( $P_f = 1.9 \times 10^{-3}$ ), 순수 압축파괴의 경우  $\beta = 2.75$  ( $P_f = 3.0 \times 10^{-3}$ )의 수준이다. 따라서 보에서 보다 신뢰성지수가 0.5 이상 높은 것으로 나타났다. 이는 일반적으로 보의 파괴보다 기둥의 파괴를 피하려고 하는 경향과 저항력의 모형화 과정에서 기둥의 기하학적 및 콘크리트 타설과 양생에서 발생하는 불확실성을 완전히 반영하지 못한 효과가 동시에 작용한 것으로 판단된다. 또한 압축파괴영역에서 인장파괴영역보다 높은 안전수준을 보이는 것은 인장파괴영역에서는 저항감소계수를 0.7 대신에 평균수준인 0.8을 이용하였기 때문이다.

기둥에서도 허용응력 설계규준에 의해 설계할 경우 안전계수는 압축파괴영역에서는  $\phi_s = 2.5 \sim 3.0$ 이 되며, 인장파괴 영역에서는 이보다 약간 낮은 것으로 나타났다. 따라서 압축파괴영역에서  $\beta = 3.7 \sim 4.2$  ( $P_f = 1.1 \sim 0.1 \times 10^{-3}$ ) 정도가 확보되는 것으로 분석되었다.

### 3. 고정하중과 적재하중

고정하중(dead load, D)과 적재하중(live load, L)만이 작용할 경우, 미국 ACI 318 규준에서는 다음과 같은 안전검토식(load and resistance factor design formats)을 제시하고 있다 :

$$\phi R_n \geq 1.4D_n + 1.7L_n \quad (\text{식 4})$$

여기에서  $\phi$ 는 감소계수로서 철근콘크리트 부재의 종류와 파괴형태에 따라 결정된다. 여기에서  $\phi$ 는 감소계수로서 철근콘크리트 부재의 종류와 파괴형태에 따라 결정된다. (식 4)에서 첨자 'n'은 공칭강도와 공칭하중을 가르킨다. 일반적으로 (식 4)의 공칭값들은 실제값과 차이를 보이고 있으며, 따라서 부재의 안전수준은 아래와 같다 :

$$P_s = 1 - P_f \quad (\text{식 5})$$

$$P_f = \text{Prob} [ R < D + L ] \quad (\text{식 6})$$

즉 (식 4)를 만족시키는  $R_n$ 을 산정하여 이 공칭 저항력의 실제저항력(R)이 사용기간중에 실제 고정하중(D)과 실제 적재하중(L)에 의해 초과되는 확률( $P_f$ )을 산정하는 것이다.

고정하중의 모형은 널리 사용되는 확률모형을 이용하여 평균은  $D = 1.05D_n$ , 변이계수는 0.10, 확률분포는 정규분포를 선정하였다.

적재하중효과의 산정에서는  $\bar{c}$ 와  $\bar{w}$ 를 모두 1.0, 즉 편향성을 가지지 않는다고 보았다(4). 영향계수의 변이계수  $\delta_c$ 는 0.05로, 하중의 모형화에 따른 변이계수는 사용기간 최대 적재하중(50년 최대 적재하중)에 대하여  $\delta_c = 0.20$ 을 선정하였다(4). 참고문헌 2의 결과에 기초하여 부재별로 사용기간 최대 적재하중의 특성을 분석하면 슬래브에서는

$$\bar{L}/L_n = 261.6/300 = 0.872$$

$$\delta_{L_c} = (0.13^2 + 0.20^2 + 0.05^2)^{1/2} = 0.244$$

보에서는

$$\bar{L}/L_n = 186.9/180 = 1.038$$

$$\delta_{L_c} = (0.12^2 + 0.20^2 + 0.05^2)^{1/2} = 0.239$$

기둥에서는

$$\bar{L}/L_n = 155.5/180 = 0.864$$

$$\delta_{L_c} = (0.12^2 + 0.20^2 + 0.05^2)^{1/2} = 0.239$$

이 되며, 확률분포는 Gumbel의 Type-I 극한값 분포이다.

### 4. 고정하중, 적재하중 및 풍하중

고정하중, 적재하중과 더불어 풍하중이 작용하는 경우에 ACI 318 규준에서 제시하는 안전검토식은

$$\phi R_n \geq 0.75(1.4 D_n + 1.7 L_n + 1.7 W_n) \quad (\text{식 7})$$

이다. (식 7)에 의해 설계된 부재의 사용기간 동안의 안전수준을 검토하기 위해서는 아래의 두가지 하중조합 최대값( $P_m$ )에 대하여 검토하여야 한다.

$$P_{m1} = D + \max [L(t)] + W(t) \quad (\text{식 8})$$

$$P_{m2} = D + L_s(t) + \max [W(t)] \quad (\text{식 9})$$

즉  $\text{Prob}[R < P_{m1}]$ 과  $\text{Prob}[R < P_{m2}]$ 중에서 높은 초과확률이 대표치가 되는 것이다.

(식 8)과 (식 9)에서의 고정하중과 사용기간 최대 적재하중의 모형은 이미 앞에서 언급하였으며, 상시적재하중( $L_s(t)$ )의 모형은 참고문헌 2의 결과와  $\delta_{L_c} = 0.10$ 을 이용하여 보에서는

$$\bar{L}/L_n = 69.0/180 = 0.383$$

$$\delta_v = (0.05^2 + 0.10^2 + 0.43^2)^{1/2} = 0.44$$

이며, 기둥에서는

$$\bar{L}/L_n = 65.0/180 = 0.361$$

$$\delta_v = (0.05^2 + 0.10^2 + 0.39^2)^{1/2} = 0.41$$

을 선정하였다. 확률분포는 Gamma 분포를 이용하였다. 슬래브에서는 일반적으로 풍하중의 효과가 작기 때문에 고려하지 않았다.

사용기간 최대풍하중(50년 최대풍하중)의 모형은 참고문헌 3의 분석결과를 이용하였으며  $\delta_c = 0.05$ 와  $\delta_v = 0.24$ 를 선정하였다(7). 즉 대표모형으로 참고문헌 3의 분석결과중에서 지역분류 I-III에 대한 결과를 이용하여

$$\bar{W}/W_n = 0.55$$

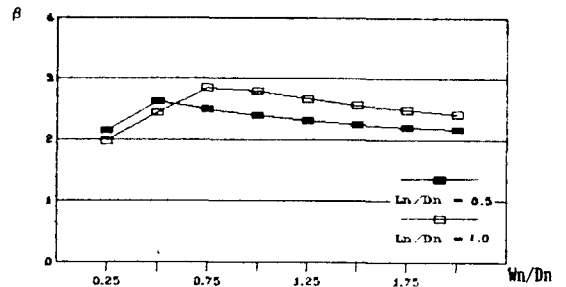
$$\delta_v = (0.05^2 + 0.24^2 + 0.70^2)^{1/2} = 0.74$$

을 Gumbel의 Type-I 극한값 분포와 함께 선정하였다. 지역분류 I 및 지역분류 II-III에 대한 풍하중 모형도 비교하였으나 매우 유사한 결과를 주는 것으로 나타났다. 일최대풍하중의 모형도 참고문헌 3의 결과로부터 Gumbel의 Type-I 극한값 분포와 함께 특성값  $u = -0.12$ 와  $\alpha = 15.8$ 을 선정하였다.

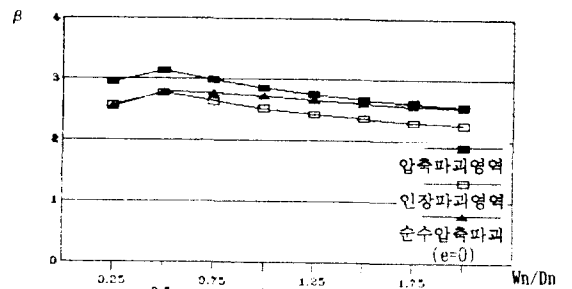
부재별 저항력은 앞에서 설명한 모형을 그대로 이용하였으며 단지 풍하중에 의한 파괴시의 하중재하속도에 의한 저항력 증가효과(Loading Rate Effect)를 고려하여 평균값( $R/R_n$ )에 1.05의 보정계수를 곱해 주었다.

풍하중 재하시의 (식 7)에 의한 안전수준은 <그림 2>에 신뢰성지수( $\beta$ )를 이용하여 부재별로 정리되어 있다. 적재하중 대 고정하중의 비는  $L_n/D_n = 0.5$ 와 1.0의 두가지 경우만 고려하였으며 풍하중은  $W_n/D_n = 0.25 \sim 2.00$  까지 검토하였다. 전반적인 결과는 적재하중 비율이 커짐에 따라 신뢰성지수가 증가하며, 풍하중 비율이 커짐에 따라 신뢰성지수가 감소하는, 즉 파괴확률이 커지는 것을 알 수 있다. 또한 고정하중과 적재하중만의 경우에서와 같이 전반적으로 기둥이 보보다 높은 안전수준을 보이고 있다.

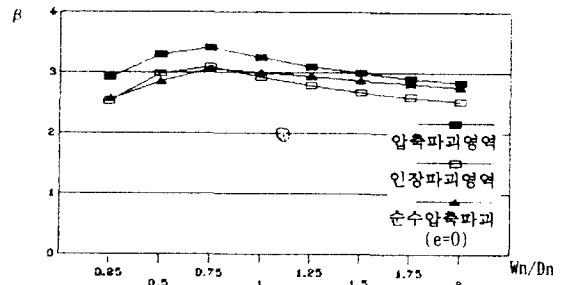
보에서의 안전수준은 조건에 따라  $\beta = 2.0 \sim 2.8$  정도이며 평균  $\beta = 2.5$ 의 수준으로, 고정하중과 적재하중만이 작용하는 경우에서의 보가 가지는 안전수준  $\beta = 2.4$  보다 약간 높은 것을 알 수 있다. 이는 참고문헌(4)에서의 결과(고정하중과 적재하중:  $\beta = 3.0$ 과 풍하중포함:  $\beta = 2.5$ )와는 상반되는 것으로 그 주요원인은 참고문헌 2에서 분석하였듯이 보의 현행 설계하중이 타부재에 비하여 낮은 것과 반면에 참고문헌 3에서 분석하였듯이 국내 설계풍하중이 참고문헌 4의 경우와 비교하여 약간 높기 때문인 것으로 사료된다. 풍하중이 작용하는 경우에 허용응력설계기준을 적용하여 보를 설계하면(허용응력이 50% 증가됨), 안전계수는 대략  $\phi_s = 1.3 \sim 1.7$ 이 되며 이는 (식 7)에 의한 보의 극한강도  $R_n = 1.05D_n + 1.27L_n + 1.27W_n$  보다 높은 안전수준을 확보한다 기둥에서의 안전수준은 압축파괴영역의 경우



a) 보



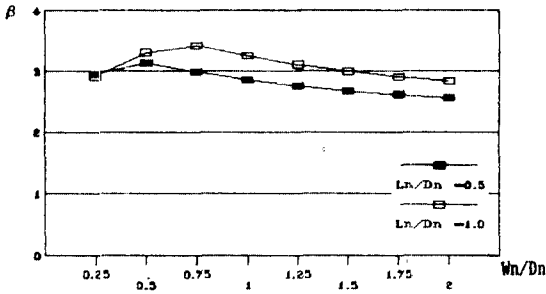
b) 띠철근 기둥( $L_n/D_n=0.5$ )



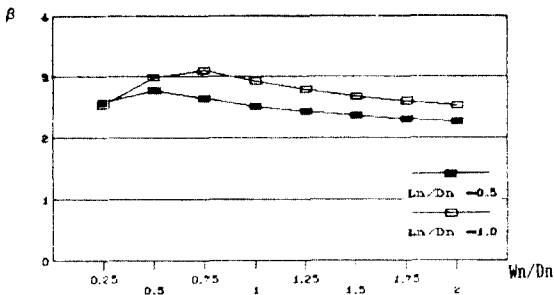
c) 띠철근 기둥( $L_n/D_n=1.0$ )

<그림 2> 현행기준의 신뢰도 수준

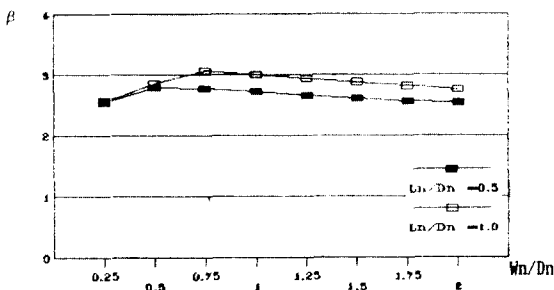
(고정하중, 적재하중 및 풍하중)



a) 압축파괴영역



b) 인장파괴영역



c) 순수압축파괴 (e=0)

<그림 3> 현행규준에 의한 기둥의 신뢰도 수준 (고정하중, 적재하중 및 풍하중)

$\beta = 2.8 \sim 3.3$ 으로 풍하중을 제외한 경우의  $\beta = 3.2$  보다 전반적으로 낮은 수준이며, 인장파괴와 순수 압축파괴에서도  $\beta = 2.4 \sim 2.9$ 의 수준으로 고정하중과 적재하중만의 경우 ( $\beta = 2.75 \sim 2.9$ ) 보다 전체적으로 낮게 나타났다. 그러나 이들 모든 경우에 있어 참고문헌 4의 결과 ( $\beta = 2.5$ ) 보다는 높은 안전수준을 보이고 있다. 허용응력설계규준에 의해 설계된 기둥의 안전계수는 압축파괴영역에서 대략  $\phi_s = 1.7 \sim 2.0$ 이 되며 인장파괴영역에서는 아주 낮은 철근비의 경우를 제외 하면 안전계수  $\phi_s$ 는 1.50을 상회하므로 허용응력설계규준이 현행 ACI 318 규준보다 높은 안전수준을 내포하고 있다고 할 수 있다.

## 5. 결론

미국 ACI 318 규준에 기초한 현행 극한강도 설계규준과 허용응력설계규준이 내포하고 있는 안전수준을 검토한 결과로부터 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다.

- 1) 고정하중과 적재하중, 즉 소위 말하는 중력에 의한 하중만 작용하는 경우에는 현행 극한강도설계규준은 충분한 안전수준을 확보하지 못한다. 특히 슬래브는 매우 낮은 수준( $\beta = 2.0$ )이며, 보와 기둥도 비교적 낮은 수준( $\beta = 2.4$ 와  $3.0$ )이다. 그러나 현행 허용응력설계규준에 의해 설계된 부재는 슬래브를 제외하고는 높은 안전수준( $\beta = 3.0 \sim 4.0$ )이며, 슬래브에서도 상당한 수준( $\beta = 2.5 \sim 3.0$ )이 확보되는 것을 알 수 있었다.
- 2) 풍하중이 함께 작용하는 경우에는 극한강도설계규준에서도 매우 높은 안전수준을 확보할 수 있었다. 보( $\beta = 2.5$ )에서는 외국의 경우( $\beta = 2.5$ )와 유사한 수준이며, 기둥에서는  $\beta = 3.0$  정도로 크게 나왔다. 이러한 결과는 중력에 의한 하중만 작용할 때 보다 오히려 높은 수준으로 그 원인은 상대적으로 낮은 설계적재하중과 높은 설계풍하중에 있다고 분석된다.
- 3) 풍하중과 중력하중이 함께 작용하는 경우에도 허용응력설계규준이 현행 극한강도설계규준보다 전반적으로 높은 안전수준을 확보한다.

## 참 고 문 헌

1. 김상효, 배규용, 박홍석, "철근콘크리트 부재 강도의 확률적 특성 분석," 한국콘크리트학회 학술발표회 논문집 제2권 제1호, 1990. 5.
2. 김상효, 조형근, 배규용, 박홍석, "사무실 적재하중의 통계적 연구," 한국전산구조공학회 추계학술발표논문집, 1989. 10.
3. 김상효, 배규용, 박홍석, "국내풍하중의 확률적 특성 분석," 한국전산구조공학회 학술발표회 논문집 제3권 제1집, 1990. 4.

4. Ellingwood, B., et al., "Development of a Probability Based Load Criterion for American National Standard A58," NBS SP 577, U.S. Department of Commerce, June, 1980.
5. Ellingwood, B., "Statistical Analysis of RC Beam-Column Interaction," ASCE, Vol.103, No. ST7, July, 1977, pp.1377~1387.
6. 김상효외 3인, "철근콘크리트 구조물의 LRFD 설계식 개발," 한국콘크리트학회 가을학술발표회 논문집, 1990. 11
7. Ravindra, M.K., and Galambos, T.V., "Load and Resistance Factor Design for Steel," ASCE Structural Division, Vol.104, No. ST9, Sep., 1978, pp.1337~1353.