한국콘크리트학회학술발표논문집
제 2 권 1 호 1990년 5월 19일

철근 콘크리트 부재강도의 확률적 특성 분석

Statistical Analysis of Resistance of Reinforced Concrete Members

ㅇ김 상 효* 배 규 웅** 박 흥 석**
Kim, Sang Hyo Bae, Kyu Woong Park, Hung Seok

ABSTRACT

It is widely recognized that the strengths of reinforced concrete members have random characteristics due to the variability of the mechanical properties of concrete and steel, the dimensional error as well as incorrect placement of reinforcing bars. Statistical models of the variabilities of strengths of reinforced concrete members, therefore, need to be developed to evaluate the safety level implied in current practices. Based on the probabilistic models of basic factors affecting the R.C. member strengths, in this study, the probabilistic characteristics of member resistance have been studied through Monte Carlo simulation.

1. 개요

철근콘크리트 부재는 재료나 시공의 차이 때문에 강도의 변화가 비교적 많다. 이들 강도에 특히 영향을 주는 주요요인은 콘크리트의 강도, 부재단면의 변이이다. 이러한 요인은 서로 복합적으로 강도에 영향을 미치기 때문에 철근콘크리트 부재강도의 확률적 특성을 직접적으로 분석하기란 매우 어렵다. 일반적으로 확률적 특성을 분석하기 위해서는 매우 많은 자료가 필요하며, 현장에서 발견되는 여러가지 단면형태 및 시공오차를 모두 반영할 수 있어야 한다. 따라서 이렇게 많은 수의 부재를 현장조건으로 제작하고 실험한다는 것은 현실적으로 매우 어렵다.

이러한 번거로움을 피하며, 매우 합리적인 결과를 얻을 수 있는 방법이 Monte Carlo simulation 기법이다. 이 기법은 각 부재의 강도를 합리적으로 산정할 수 있는 공식과 이 공식에서 요구되는 각종 변수들(예: 콘크리트 강도, 단면치수등)의 확률적 특성으로부터 부재강도의 확률특성을 분석하는 방법이다. 일반적으로 변수들 각각의 확률특성 분석은 비교적 용이하다.

따라서 본 연구에서는 부재별로 부재강도를 합리적으로 산정할 수 있는 공식을 선정하고, 이들 공식에서 요구되는 변수들에 대하여 현장에서 수집, 분석한 확률특성모형(1,2,3)을 적용하여 현장타설 철근콘크리트 부재강도의 확률적 특성을 규명하였다. 또한 이렇게 분석된 결과에 대하여 공식의 편향성(biasness)등에 의한 불확실성을 보정하였다.

* 한국건설기술연구원 구조연구실장
** 한국건설기술연구원 연구원

2. 휨부재

본 연구에서는 휨을 받는 부재로서 단철근보, 복철근보와 슬래브를 대상으로 하였다. 모든 휨부재에서는 철근인장파괴를 고려하였으며, 따라서 대상 부재단면 선정에서 철근비를 ACI 318에 따라 제한하였다. 또한 극한 저항모멘트 산정에서 철근의 strain hardening 효과와 부재의 연속성 효과를 무시하였으며, 필요한 경우(슬래브등)에는 결과를 보정하였다.

단철근보의 극한저항모멘트(M_u)는 다음식을 이용하였다.

$$M_u = p f_y b d^2 (1 - 0.59 p f_y/f_c) \qquad (식 1)$$

여기에서 $p = A_s/bd$ = 철근비, b = 보폭(beam width), d = 철근유효깊이, f_y = 철근항복강도, f_c = 콘크리트 압축강도이다. 여기에서 각종 변수들의 확률특성은 참고문헌으로부터 결정하였다. 먼저 콘크리트 압축강도는 참고문헌(2)에서 대표값으로 공칭강도 210kg/cm² 에 대한 평균 현장양생 수준의 콘크리트를 선정하였다. 확률분포는 변이계수 0.19를 가지는 대수정규분포로 모형화하였다.

철근항복강도의 확률특성은 조사결과(4)에 의하면 SD30 (공칭강도 3000kg/cm²) 에 대하여 평균강도가 3600kg/cm²로 나타났으며, SD40(공칭강도 4000kg/cm²)에 대해서는 평균강도 4350kg/cm² 가 나왔다. Mirza(5)의 조사결과도 이와 비슷한 수준을 보이고 있는데, Grade 40에서는 평균항복강도가 공칭강도의 1.19 내지 1.31의 분포를 보이며, Grade 60에서는 공칭강도대비 1.08~1.19 정도이다. 강도의 변이계수는 본 조사에서는 2개사의 자료만이 수집되어 매우 작

계(SD30 : 0.06, SD40 : 0.05) 나타났으나, Mirza의 조사에서는 0.04~0.21(Grade 40)과 0.05~0.10(Grade 60) 정도로 나왔다. 부재강도의 Monte Carlo simulation에서 적용된 자료를 살펴보면 MacGregor(6)는 Grade 40에 대하여 평균 45.3 ksi(공칭값의 1.13배)와 변이계수 0.116을, Grade 60에서는 평균 67.5ksi(공칭값의 1.12배)와 변이계수 0.098을 사용하였다. Ellingwood(7)는 Grade 40에 대하여 평균 47.7 ksi와 변이계수 0.09를 선정하였다. 본 연구에서는 이러한 자료에 기초하여 안전측이 되도록 선정하였는데, SD30에 대해서는 평균 3400kg/cm² 와 변이계수 0.12를, SD40 에서는 평균 4350kg/cm² 와 변이계수 0.10을 결정하였으며, 확률분포는 정규분포(normal distr.)를 이용하였다.

보에서의 철근유효깊이 d는 변이량이 거의 없어(3) 평균값을 공칭값으로 가정하였으며, 표준편차는 보 깊이(total depth)에 관계없이 1.3cm로 결정하였으며, 역시 정규분포를 선정하였다. 보폭 b에서도 평균값을 공칭값으로 선정하였고, 변이계수 0.02와 정규분포를 이용하였다. 철근비는 국내자료가 없어, 참고문헌(7)을 따라 평균값은 공칭값으로, 변이계수는 0.03을 선정하고 정규분포를 가정하였다. 공칭철근비는 0.005에서 0.03 사이에서 검토하였다.

복철근보의 극한 저항모멘트는 한계철근비(p_l)와의 관계에 따라 (식2a) 또는 (식2b)에 의해 산정하였다. 여기에서

$$p_l = 0.85\beta_1 \frac{f_c}{f_y}\frac{d'}{d}\frac{6120}{6120+f_y} + p'$$

즉 인장철근비(p)가 p_l 보다 크면

$$M_u = p'b\,d\,(d-d')\,f_y + (p-p')\,f_y\,(d-0.5a)\,b\,d \qquad \text{(식 2-a)}$$

여기에서

$$a = \frac{(p-p')\,f_y\,d}{0.85f_c}$$

이며 p' = 압축철근비, d' = 압축철근깊이 이다. 인장철근비가 p_l 보다 작은 경우에는

$$M_u = 0.85f_c\,a\,b\,(d-0.5a) + A_s'\,f_s'\,(d-d') \qquad \text{(식 2-b)}$$

여기에서 $f_s' = \epsilon_u E_s (c-d')/c \le f_y$, $\epsilon_u = 0.003$, $E_s = 2{,}040{,}000\text{kg/cm}^2$, $a = \beta_1\, c$ 이며, c는 다음식의 해이다 :

$$A_s\,f_y = 0.85f_c\,\beta_1\,c\,b + A_s'\,\epsilon_u E_s\,(c-d')/c$$

본 연구에서는 보에서의 압축철근깊이에 대한 조사자료가 없으나, Mirza(8)를 참고하면 평균변이량이 1/8in.이며 표준편차가 11/16 in.이다. 따라서 본연구에서는 공칭깊이 6cm에 대하여 평균깊이 6.5cm, 변이계수 0.30과 함께 정규분포를 선정하였다. 압축철근비는 인장철근비와 동일한 확률특성으로 가정하였다.

<표1>은 단면 35 x 60cm (b x d) 에 대하여 공칭강도 210kg/cm² 콘크리트와 SD30 및 SD40을 이용하여 다양한 철근비에 대해 분석한 결과가 정리되어 있다. 여기에 정리된 Monte Carlo simulation 결과는 공칭값에 의해 산정한 공칭극한저항모멘트(M_n)에 대한 비율이다. 즉 <표1>에 정리되어 있는 수치는 M_u/M_n의 평균값과 변이계수(괄호속에 있는 수치)인데, 이들은 전체 Monte Carlo simulation 결과에 대한 값이 아니라 simulation 결과중에서 하부(lower tail) 5% 범위에 대한 최적 정규분포식 (normal distr.)을 결정하는 평균과 변이계수이다. 이러한 방법을 채택한 이유는 부재의 안전도 분석에서 일반적으로 저항강도가 낮은 부분(lower tail)의 확률특성을 가능한 정확하게 모형화하는 것이 중요하기 때문이다. 같은 이유로 작용하중에서는 상부꼬리(upper tail)에 대한 최적모형을 찾는다(4).

결과를 살펴보면 단철근보(p'/p=0.0)에서는 인장철근비가 증가함에 따라 평균값이 줄어든다. 이는 (식1)로 부터 추정할 수 있는 현상이다. 그러나 복철근보에서는 압축철근비가 증가함에 따라 이러한 현상이 없어지고 있다. 압축철근비에 따른 변화현상은 인장철근비에 따라 다르게 나타나고 있다. 즉 낮은 인장철근비에서는 그 변화가 크지 않으나, 높은 인장철근비에서는 압축철근비에 따라 평균값이 변화하고 있다. 변이계수는 철근비의 변화에는 영향을 크게 받지 않고 있다. 철근의 공칭항복강도가 증가할 때는 평균값과 변이계수가 전반적으로 줄어든다. 이는 SD40에서 상대적으로 낮은 평균강도와 변이계수를 선정한 결과이다. <표1-b>에서 공란은 ACI에서 허용되는 평형철근비를 초과하는 경우이다.

유사한 연구의 결과와 비교하면 참고문헌(6)에서는 Grade 40 철근과 5000psi 콘크리트를 이용한 보에서 낮은 철근비(p = 0.005)에서는 평균 1.18과 변이계수 0.14, 약간 높은

표1. 보의 Monte Carlo Simulation 결과

(a) 공칭철근 항복강도 3000kg/cm²

p'/p p	0.0	0.2	0.6	1.0
0.005	1.13 (0.13)	1.12 (0.12)	1.09 (0.11)	1.09 (0.11)
0.01	1.10 (0.12)	1.08 (0.12)	1.13 (0.13)	1.15 (0.14)
0.02	1.02 (0.11)	1.09 (0.14)	1.09 (0.12)	1.11 (0.13)
0.030	0.98 (0.14)	1.00 (0.14)	1.04 (0.11)	1.14 (0.13)

(b) 공칭철근 항복강도 4000kg/cm²

p'/p p	0.0	0.2	0.6	1.0
0.005	1.06 (0.10)	1.06 (0.10)	1.07 (0.11)	1.06 (0.10)
0.01	1.02 (0.09)	1.06 (0.11)	1.05 (0.10)	1.07 (0.11)
0.02	0.98 (0.12)	1.13 (0.12)	1.11 (0.13)	1.06 (0.11)
0.030	1.02 (0.24)		1.05 (0.12)	1.04 (0.10)

b = N(35, 0.02), d = N(60, 0.02), d' = N(6.5, 0.30), p = N(-, 0.03), p' = N(-, 0.03), f_c = LN(153, 0.19), f_y = N(3400, 0.12) or N(4350, 0.10)

철근비(p = 0.019 = 0.35Pb)에서는 평균 1.14와 변이계수 0.14를 분석하였다. 따라서 본 연구의 결과는 이들보다 평균이 7~10% 낮은 것으로 비교된다. 반면 본 연구에서의 변이계수는 일반적으로 0.14 이하로 나타났다.

일방향 슬래브에서는 인장철근만을 가정하여 (식1)을 이용하여 극한저항모멘트를 산정하였다. 각 설계변수의 확률특성은 인장철근유효깊이를 제외하면 보와 동일하게 선정하였다. 인장철근유효깊이는 참고문헌(1)의 결과를 단부와 중앙부 각각에 대해 적용하였다. 단부에서는 시공성이 불량하여 공칭깊이에서 부터의 평균변이량이 -3.67cm 이지만 본 simuation에서는 -3cm를 선정하였다. 즉 슬래브두께 12cm와 15cm에 대하여 공칭유효깊이는 각각 9cm와 12cm, 실제 평균유효깊이는 각각 6cm와 9cm로 결정하였다. 표준편차는 조사결과가 2.02cm이므로 슬래브 두께에 관계없이 2cm로 택하였다. 중앙부에서는 시공성이 상대적으로 좋아, 평균변이량을 -1cm, 표준편차 1.2cm를 선정했다. 확률분포는 모두 정규분

표2. 일방향 슬래브의 Monte Carlo Simulation 결과(단부)

(a) 슬래브두께 12cm

f_y (kg/cm²)		3000		4000
f_c (kg/cm²) (평균)		210 (153)	240 (169)	210 (153)
p	0.005	0.53 (0.18)	0.52 (0.16)	0.49 (0.18)
	0.010	0.47 (0.20)	0.45 (0.18)	0.44 (0.25)

(b) 슬래브두께 15cm

f_y (kg/cm²)		3000		4000
f_c (kg/cm²) (평균)		210 (153)	240 (169)	210 (153)
p	0.005	0.78 (0.24)	0.76 (0.23)	0.68 (0.22)
	0.010	0.71 (0.25)	0.71 (0.25)	0.63 (0.27)

b = 100cm, d = N(6,0.33) or N(9,0.22), p = N(-, 0.03), f_c = LN(-, 0.19), f_y = N(3400, 0.12) or N(4350, 0.10)

표3. 일방향 슬래브의 Monte Carlo Simulation 결과 (중앙부)

(a) 슬래브두께 12cm

f_y (kg/cm²)		3000		4000
f_c (kg/cm²) (평균)		210 (153)	240 (169)	210 (153)
p	0.005	0.94 (0.18)	0.96 (0.19)	0.92 (0.19)
	0.010	0.92 (0.19)	0.89 (0.18)	0.84 (0.19)

(b) 슬래브두께 15cm

f_y (kg/cm²)		3000		4000
f_c (kg/cm²) (평균)		210 (153)	240 (169)	210 (153)
p	0.005	0.94 (0.18)	0.96 (0.19)	0.92 (0.19)
	0.010	0.93 (0.15)	0.95 (0.15)	0.85 (0.14)

b = 100cm, d = N(8,0.15) or N(11,0.11), p = N(-, 0.03), f_c = LN(-, 0.19), f_y = N(3400, 0.12) or N(4350, 0.10)

포를 가정했다. 참고로 MacGregor(6)는 슬래브에서의 인장철근 유효깊이의 평균변이량을 단부와 중앙부의 구별없이 -1.00cm로 택했으며, 표준편차는 단부에서 1.27cm, 중앙부에서 0.89cm를 이용하였다.

일방향 슬래브의 결과는 <표2>(단부)와 <표3>(중앙부)에 정리되어 있다. 조사된 시공오차의 결과로 부터 예측할 수 있듯이 단부에서는 인장철근의 유효깊이가 공칭값보다 매우 작기 때문에 슬래브두께 12cm의 경우는 공칭강도의 50% 수준밖에 안된다. 단부에서의 유효깊이의 시공오차는 슬래브 두께와 별다른 상관관계가 없이 비슷한 수준이므로 15cm 두께에서는 상대적으로 높은 강도(75% 수준)를 보이고 있다. 참고로 MacGregor(6)가 사용한 시공오차 자료와 철근 및 콘크리트의 강도를 이용하여 Monte Carlo simulation을 실시한 결과는 5in.두께 단부에서는 평균 0.94와 변이계수 0.18, 중앙부에서는 평균 0.99(철근비 0.005)~0.96(철근비 0.01)와 변이계수 0.15가 나왔다.

슬래브와 같이 철근비가 비교적 작은 경우에는 철근의 strain hardening 효과가 고려되고 있으며, 이 경우는 25% 정도까지도 극한 저항모멘트가 증가될 수 있으며, 부재의 연속효과(continuous slab)를 고려하면 실제 저항강도는 10~20% 정도 높게 나타난다(6). 변이계수는 보에 비해 크게 나오고 있는데, 이러한 경향은 MacGregor(6)의 결과와도 비슷하다. 여기에서도 슬래브의 연속효과를 고려하면 변이계수는 3~4% 정도 줄어들게 된다. 따라서 이들 효과를 고려하면 슬래브두께 12cm에서는 평균값이 약 0.70 정도가 되며 변이계수는 0.15~0.17 정도가 된다. 그러나 참고문헌(6)의 일방향 슬래브(5in.두께, Grade 40)의 대표치(평균 1.22와 변이계수 0.16)와 비교할 때 평균이 매우 떨어지고 있다. 슬래브두께 15cm에서는 평균값이 약 1.00 정도가 되며 변이계수는 0.18~0.20 정도가 된다.

중앙부에서는 시공오차가 비교적 작아 상대적으로 높은 평균값이 나오고 있다. 중앙부에서는 철근의 strain hardening 효과만을 고려하면 평균값이 약 1.00~1.10 정도가 되며, 슬래브 두께에 따른 변화는 크게 보이지 않고 있다.

3. 휨-축방향력 부재

휨과 축방향력을 같이 받는 기둥의 저항축력과 저항모멘트는 널리 이용되는 다음식을 이용하여 산정하였다.

즉, $P_n = 0.85 f_c\, b\, a + A_s'(f_s' - 0.85 f_c) - A_s f_s$ (식3)

$$\begin{aligned} M_n &= 0.85 f_c\, b\, a\ (0.5h - 0.5a) \\ &\quad + A_s'(f_s' - 0.85 f_c)(0.5h - d') \\ &\quad + A_s f_s (d - 0.5h) \qquad \text{(식4)} \\ e &= M_n / P_n \end{aligned}$$

여기에서 $a = \beta_1 C$로 등가직사각형 응력분포의 깊이, C = 중립축 깊이, h = 기둥의 총두께, f_s = 인장철근의 응력, f_s' = 압축철근의 응력, e = 편심거리이다.

위의 식을 이용하여 주어진 기둥단면에 대해 P-M 상관도를 작성한 후 임의의 편심거리에 대한 P_n와 M_n를 P-M 상관도로 부터 산정하여 이들의 확률특성을 분석하였다. 주어진 편심거리에 대한 저항축력과 저항모멘트의 조합효과는 참고문헌(7)과 같이 (식5)로 정의하였다.

$$R_n = [P_n^2 + (M_n/h)^2]^{1/2} \qquad \text{(식 5)}$$

따라서 본 연구에서는 조합효과 R_n의 확률적 특성을 분석하였다.

(식3)과 (식4)에서 모든 단면에 대해 b=h, 즉 정사각형 띠철근 기둥으로 제한하였으며 단면치수의 평균값은 공칭값으로, 변이계수 0.02 및 정규분포를 선정하였다. 철근유효깊이는 인장측은 평균변이량 -1cm, 표준편차 1.3cm를 결정하였으며, 압축측은 공칭값 5cm에 평균변이량 +1cm, 변이계수 0.15를 정규분포로 가정하였다. 등가직사각형 응력크기를 결정하는 계수 β_1 은 공칭값 0.85, 평균값 0.85, 변이계수 0.13에 정규분포를 선택하였다(7). 콘크리트의 최대변형율은 ACI 공칭값은 0.003이지만 참고문헌(7)에서는 평균값을 0.004까지보았고, 일반적으로 알려진 Hognestad의 콘크리트 응력-변형관계식에서도 0.0038, PCA 실험결과(10)에서도 3000psi에서 0.0035까지 나왔다. 그러나 앞에서도 언급하였듯이 국내 현장타설 콘크리트의 강도가 매우 나쁘게 나오고 있으므로 본 연구에서는 평균값은 0.0033을 취하고 변이계수는 Ellingwood(7)와 같이 0.16을 정규분포와 함께 이용하였다.

<표4>는 단면의 크기와 철근비에 따른 평균 ($E[R_n/R_n]$)과 변이계수의 변화의 경향을 보여주고 있다. 이 표에서는 콘크리트 공칭 압축강도 210kg/cm² 에 평균값 153kg/cm² (평균수준의 현장양생)과 변이계수 0.19를 가지는 대수정규분포를 적용하였으며, 철근의 공칭인장강도는 3000kg/cm² 와 4000kg/cm² 를 각각 이용하였다. 결과를 보면 우선 단면

표4. 기둥의 Monte Carlo Simulation 결과

(a) 공칭 철근항복강도 3000kg/cm²

단면 / p	50 x 50	100 x 100	비고
0.015	0.76 (0.10) 0.92 (0.09) 0.97 (0.09)	0.78 (0.11) 0.93 (0.10) 0.97 (0.10)	* * * ***
0.030	0.86 (0.11) 0.99 (0.11) 1.00 (0.12)	0.87 (0.11) 0.98 (0.11) 0.98 (0.11)	
0.045	0.89 (0.09) 0.98 (0.10) 0.98 (0.11)	0.93 (0.11) 1.02 (0.11) 1.03 (0.14)	

b = h = N(-, 0.02) d' = N(6, 0.15)
p = N(-, 0.03) f_c' = LN(153, 0.19)
f_y = N(3400, 0.12) β_1 = N(0.85, 0.13)
ϵ_s = N(0.0033, 0.16)
* 편심거리 = 0.0
* * 압축파괴영역 평균
*** 인장파괴영역 평균

(b) 공칭 철근항복강도 4000kg/cm²

단면 / p	50 x 50	100 x 100
0.015	0.79 (0.11) 0.95 (0.10) 0.98 (0.09)	0.79 (0.10) 0.98 (0.11) 1.00 (0.11)
0.030	0.86 (0.09) 1.01 (0.11) 1.02 (0.11)	0.92 (0.13) 1.03 (0.12) 1.00 (0.12)
0.045	0.88 (0.09) 0.96 (0.10) 0.94 (0.11)	0.92 (0.10) 1.02 (0.11) 1.04 (0.13)

b = h = N(-, 0.02), d' = N(6, 0.15)
p = N(-, 0.03), f_c' = LN(153, 0.19)
f_y = N(3400, 0.12) or N(4350, 0.10)
β_1 = N(0.85, 0.13), ϵ_s = N(0.0033, 0.16)

크기에 대한 변화는 크지 않은 것을 알 수 있으며, 기둥의 압축파괴영역이 인장파괴영역보다 불리한것을 알 수 있다. 특히 순수압축 파괴인 경우(표의 *)에는 그 차이가 매우 크다. 이는 현장타설 콘크리트의 불량한 압축강도에 의한 결과이다. 따라서 철근비 ($p = (A_s+A_s')/bh$)가 작을수록 그 차이가 커지게 된다. 전반적으로 철근비가 증가할수록 압축파괴 영역에서의 $E[R_a/R_n]$ 값이 증가하고 있다. 철근의 공칭항복강도에 따른 변화는 휨부재에서와는 달리 별로 크지 않은 것을 알 수 있다. 변이계수는 단면 및 철근비에 따른 변화를 거의 보이지 않고 있다. 콘크리트의 공칭강도에 따른 민감도도 분석하였는데 전반적으로 축방향력이 우세한 경우를 제외하면 별다른 차이를 보이지 않고 있다. 그러나 철근비가 작고 축방향력이 우세한 경우에는 공칭압축강도가 커짐에 따라 $E[R_a/R_n]$이 줄어들었으며 이는 비슷한 양생수준일 경우에는 높은 공칭압축강도 일수록 평균압축강도가 적게 나오는 결과이다(2). 참고문헌(6)에서도 이와 비슷한 경향을 보이는데, 압축파괴에 대하여 콘크리트 압축강도 3000psi일 경우 $E[R_a/R_n]$ = 1.05와 변이계수 0.16, 콘크리트 압축강도 5000psi일 경우 $E[R_a/R_n]$ = 0.95와 변이계수 0.14로 분석하였다.

본 연구의 분석결과와 참고문헌(6)의 결과를 비교하면 본 연구의 축방향력이 우세한 경우의 결과를 제외하여도 전반적으로 5~10% 정도 낮은 수준으로 나타났으며, 인장파괴영역에서도 약 5% 정도 낮다. 또한 본 분석에서 사용한 저항력 산정방법에 의한 결과는 실험결과들에 비하여 약간 크게 나오므로, 일반적으로 0.97의 보정계수를 이용한다(7). 따라서 이 보정계수를 적용하면 그 차이는 적어도 10% 정도라고 할 수 있다. 그러나 변이계수는 본 연구의 결과가 약간 작게 나타나고 있다.

4. 결론

Monte Carlo simulation 기법을 통해 철근콘크리트 부재의 강도를 분석한 결과는 다음과 같이 정리될 수 있다.

1) 국내 건축구조물 공사현장에서 제작되는 철근콘크리트 부재의 강도는 외국의 분석결과에 비해 매우 낮은 수준으로 나타났다.

2) 부재별로 공칭강도에 대한 비율을 살펴보면 보에서는 1.00~1.10배 정도로 외국의 연구결과와 비교하여 10% 가량 작게 나타났다. 기둥에서는 인장파괴의 경우는 1.00이지만 압축파괴의 경우 축방향력과 휨모멘트의 비에 따라 0.80~1.00 으로 나타났으며, 이는 외국의 연구결과와 비교해 10%정도 작은 것이다. 특히 기둥에서 편심이 매우 작은 경우에는 불량한 현장타설 콘크리트강도에 의해 매우 낮은 수준(0.76~0.90)으로 나타나 주의를 요한다. 슬래브의 단부에서는 40%가량 낮은 수준으로 나타났으며, 중앙부에서는 15% 정도 낮은 수준이다.

3) 부재강도의 변이계수는 종류에 따라 약간 다르나, 일

반적으로 외국의 연구결과보다 작게 나타났다. 보에서는 0.12, 기둥에서는 0.11 정도이며, 슬래브에서는 0.13 정도이다.

4) 슬래브에서의 낮은 강도는 슬래브 단부에서의 인장철근 유효깊이의 큰 시공오차에 의한 것으로 이에 대한 보다 자세한 분석이 필요하다.

참고문헌

1. 김상효, 배규웅, 박홍석, "국내 콘크리트 구조물의 시공오차에 관한 조사분석", 대한건축학회 추계학술발표회, 1989. 10.
2. 김상효, 배규웅, "현장타설 콘크리트 압축강도의 확률적 분석", 한국콘크리트학회논문집 제1권 제2호, 1989. 12.
3. 한국건설기술연구원, "구조물의 신뢰성에 관한 연구", 최종보고서, 1989. 12.
4. 한국건설기술연구원, "구조물의 신뢰성에 관한 연구", 중간보고서, 1988. 12.
5. Mirza, S.A., and MacGregor, J.G., "Variability of Mechanical Properties of Reinforcing Bars", ASCE, Vol.105, No. ST5, May, 1979, pp.921~937.
6. MacGregor, J.G., Mirza, S.A., and Ellingwood, B., "Statistical Analysis of Resistance of Reinforced and Prestressed Concrete Members", ACI Journal, May-June, 1983, pp.167~176.
7. Ellingwood, B., "Statistical Analysis of RC Beam-Column Interaction", ASCE, Vol.103, No. ST7, July, 1977, pp.1377~1387.
8. Mirza, S.A. and MacGregor, J.G., "Variations in Dimensions of Reinforced Concrete Members", ASCE, Structural Division, Vol.105, No.ST4, April, 1979, pp.751~766.
9. 김상효, 배규웅, 박홍석, "국내 풍하중의 확률적 특성 분석", 한국전산구조공학회 봄학술발표회, 1990. 4.
10. Park, R., and Paulay, T., Reinforced Concrete Structures, John Wiley & Sons, N.Y., 1981.