

철근콘크리트 기둥의 성능설계를 위한  
모멘트 초과강도계수에 관한 연구

Re-evaluated Overstrength Factor for Capacity Design  
of Reinforced Concrete Bridge Columns

이재훈\*                      최진호\*\*                      고성현\*\*\*                      권순홍\*\*\*\*  
Lee, Jae Hoon              Choi, Jin Ho                  Ko, Seong Hyun              Kwon, Soon Hong

ABSTRACT

The capacity protection is normally related with slenderness effect of the columns, force transfer in connections between columns and adjacent elements, and shear design of columns. It is intends to prevent brittle failure of the structural components of bridges, so that the whole bridge system may show ductile behavior and failure during earthquake events. For bridge systems, this means it is necessary to assess the overstrength capacity of columns prior to proceeding with the design of foundation and superstructure. The objective of this paper is to develop a capacity design approach that applies an overstrength factor for determination of possible maximum shear force in the plastic hinge zone of reinforced concrete bridge columns. In order to estimate and determine overstrength factor, material strength was developed to investigate for actual material strength total 3,407 steel and 5,405 concrete by domestic product. Based on actual material strength, this paper was conducted on moment overstrength factors using moment-curvature analysis program. And also design recommendations for capacity design are presented to revise the annual report, KEERC 2002.

1. 서론

교각 연성파괴를 보장하기 위한 내진설계, 즉 성능설계(capacity design)는 교량 전체 시스템이 설계지진하중을 겪는 동안 교각들이 완전한 소성회전성능을 제공할 때까지 다른 구조적인 구성요소들의 취성파괴를 방지하고, 교각에서의 충분한 연성거동을 유도하며 교각의 소성힌지 구역에서 연성파괴가 발생하도록 설계하는 것이다. 주요 기술선진국의 내진설계기준은 대부분 급작스런 취성 파괴를 막고 연성파괴를 보장하는 규정들이 명확하게 제시하고 있는 반면, 현행 도로교내진설계기준은 지진하중과 같은 반복하중작용에 대한 성능설계 규정이 다소 미흡한 실정이다.

\* 정회원, 영남대학교 토목공학과 부교수  
\*\* 영남대학교 토목공학과 박사과정

\*\*\* 영남대학교 토목공학과 박사과정  
\*\*\*\* 영남대학교 토목공학과 석사과정

따라서 현행 도로교 내진설계기준은 구조물의 연성파괴를 보장하기 위해서 교각이 충분한 소성회전성능을 보일 때까지 취성파괴 방지를 위한 교각의 연성거동의 확보와 함께 교각의 전단파괴, 교각의 장주효과, 연결부 부재파괴 등을 고려한 설계기준이 마련되어야 할 것이다. 이러한 기준들을 도입하기 위하여는 교각의 전단력, 기초에 작용하는 하중, 말뚝에 작용하는 하중 등 설계하중을 결정하는 방법이 규정되어야 하는데 이 때 가장 중요한 항목이 초과강도의 산정법이다. 국외의 경우 이에 대한 규정은 방법론적으로 각기 다르게 적용하고 있는데, 이것은 각국의 시공환경이 다를 수 있음을 반영한 것이다. 따라서, 본 연구에서는 우리나라의 시공환경에 적합한 철근콘크리트 교각의 초과강도를 제시하기 위해 국내 시공현장에서 사용되는 콘크리트와 철근에 대한 재료초과강도를 분석하였고, 해석적 방법을 통해서 도출된 초과강도계수를 적용하여 교각 하부구조의 최대소성모멘트에 해당하는 전단력 결정 방법에 대해서 제안하려고 한다.

## 2. 최대소성모멘트 결정을 위한 초과강도

단면의 초과강도는 공칭값을 넘는 강도에 영향을 주는 모든 가능한 계수들을 고려한 최대 발생 가능한 강도를 의미하는데, 다음과 같은 사항들이 횡구속된 기둥에서 초과강도의 원인이 된다.

- 1) 기둥의 심부구속에 의한 콘크리트의 압축강도 증가.
- 2) 부재의 큰 변형이 발생할 때 철근의 변형률경화(Strain-hardening)에 따른 추가적인 인장강도의 증가.
- 3) 규정된 설계기준 항복강도를 초과한 철근의 항복강도.
- 4) 규정된 설계기준 압축강도를 초과하는 콘크리트의 배합강도와 재령(Aging effect)에 의한 콘크리트 압축강도의 증가.
- 5) 시공 시 추가적인 철근의 배근과 계산 시 고려되지 않은 요인들로 인한 강도의 증가.

기둥단면에 대한 모멘트 초과강도는 공칭휨강도를 이용하여 식 (1)로 나타낼 수 있다. 여기서,  $\lambda_{mo}$ 는 초과강도 계수로 정의하며 특정단면의 휨에 대한 부재의 초과강도에 대한 공칭휨강도의 비로 나타낸다.

$$\lambda_{mo} = \frac{M_o^{pl}}{M_n} \quad (1)$$

현행 도로교내진설계기준에서는 교량에 대한 성능설계 시 초과강도계수를 채택하지 않고 있으나, 대부분 국외 기술선진국의 내진설계기준에서는 초과강도의 해석적 결정방법 또는 초과강도계수에 대해 명확하게 규정 되어있다. 표 1은 각 설계기준의 초과강도 결정방법 또는 초과강도계수를 요약한 것이다.

표 1. 초과강도 결정방법 또는 초과강도계수

Code	overstrength factor, $\lambda_{mo}$	Determination of flexural strength, $M_n$ or $M_o^{pl}$
AASHTO LRFD	1.3	ACI approach: using specification material strength and $\epsilon_{cu} = 0.003$
ATC-32	1.4	ACI approach: using expected material strength ( $f_{ce}' = 1.3f_c'$ , $f_{ye} = 1.1f_y$ , $\epsilon_{cu} = 0.004$ ) or moment-curvature analysis: considering confinement effect of concrete and strain-hardening of steel
	1.15	Moment-curvature analysis: moment developed in the hinge at the design displacement response
	-	Moment-curvature analysis: using maximum feasible material strength ( $f_{ce}' = 1.7f_c'$ , $f_{ye} = 1.25f_y$ , $\epsilon_{cu} = 0.004$ )
CALTRANS BDS	1.3	ACI approach: using specification material strength and $\epsilon_{cu} = 0.003$
CALTRANS SDC	1.2	Idealized moment-curvature curve: using expected material strength ( $f_{ce}' = 1.3f_c'$ , $f_{ye} = 1.13f_y$ )
Eurocode 8	-	ACI approach: using design material strength considering material safety factor ( $f_{cd}' = 0.67f_c'$ , $f_{yd} = 0.87f_y$ , $\epsilon_{cu} = 0.0035$ )
New Zealand	-	ACI approach: using specification material strength and $\epsilon_{cu} = 0.003$
ATC/MCEER	1.5	Moment-curvature analysis: using maximum feasible material strength ( $f_{co}' = 1.7f_c'$ , $f_{yo} = 1.25f_y$ ) $\frac{M_{bo}}{f_c' A_g D} = \left( \frac{M_{bo}}{f_c' A_g D} \right) \left[ 1 - \left\{ \frac{\frac{P_e}{f_c' A_g} - \frac{P_b}{f_c' A_g}}{\frac{P_{fo}}{f_c' A_g} - \frac{P_b}{f_c' A_g}} \right\}^2 \right]$
* moment overstrength, $M_o^{pl} = \lambda_{mo} \times M_n$		

### 3. 재료 초과강도

우리나라의 시공환경에 적합한 철근콘크리트 교각의 초과강도를 결정하기 위해서 실제 시공현장에서 사용되는 콘크리트와 철근에 대한 재료 초과강도를 분석하였다. 그림 1은 국내에서 시공된 교량을 대상으로 시공 시 사용된 설계압축강도에 대한 실제 압축강도의 비 즉, 콘크리트 재료에 대한 초과강도비를 나타낸 것이다. 실제 콘크리트의 압축강도는 비 파괴 시험을 통해 측정된 값을 사용하였고, 총 5,405개의 데이터를 이용하였다. 통계 분석결과 95% 신뢰도 구간에 나타난 실제 가능한 최대 압축강도는 그림 2에 나타낸 것처럼  $1.7f_{ck}$ 로 나타났다. 철근의 경우, 총 3,407개의 데이터를 이용하였고, 국내에서 생산되는 철근을 대상으로 얻어진 것과 중앙대학교 정 영수 등에 의한 철근 인장시험 결과를 토대로 분석하였다. 분석 결과 철근의 경우 대부분 KS 3405에 제시한 설계기준 항복강도( $f_y$ ) 보다 30%이상 높은 실제 인장강도를 보였고, 95% 신뢰도 구간에 나타난 실제 가능한 최대 인장강도는 그림 3에 나타낸 것처럼  $1.3f_y$ 로 나타났다.

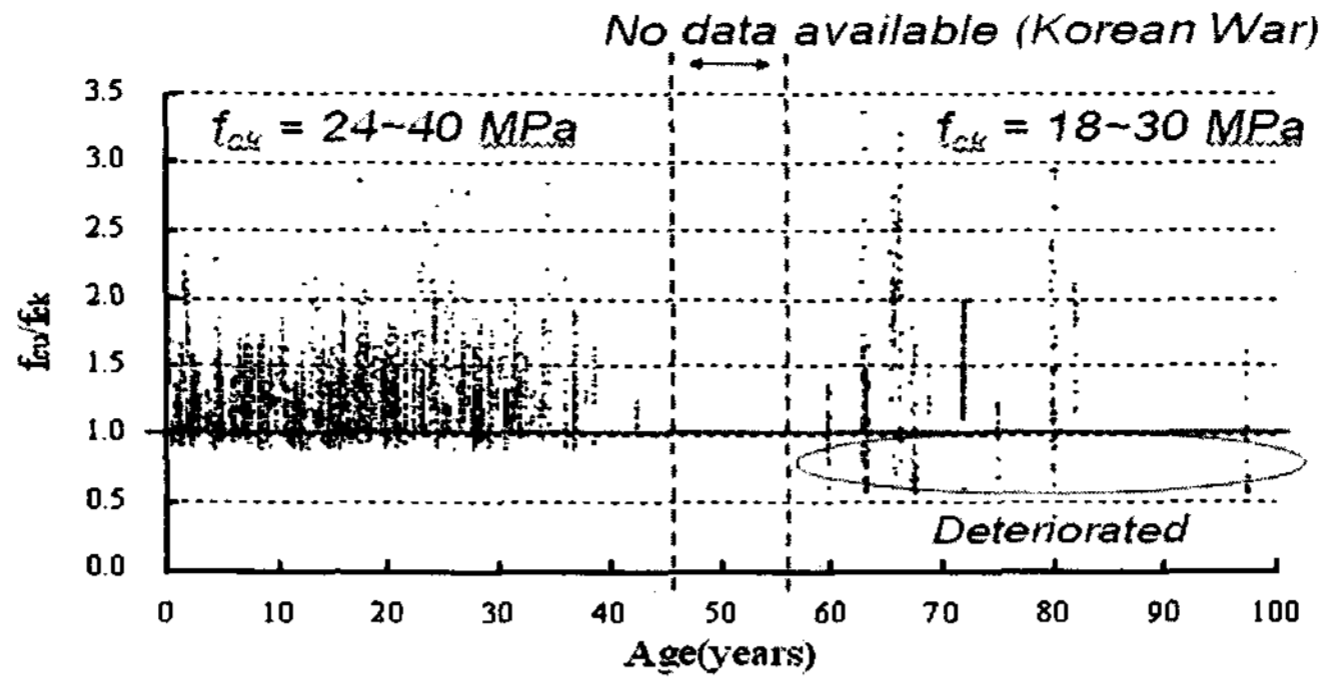


그림 1. 비 파괴 시험을 통해서 얻어진 콘크리트의 초과강도비

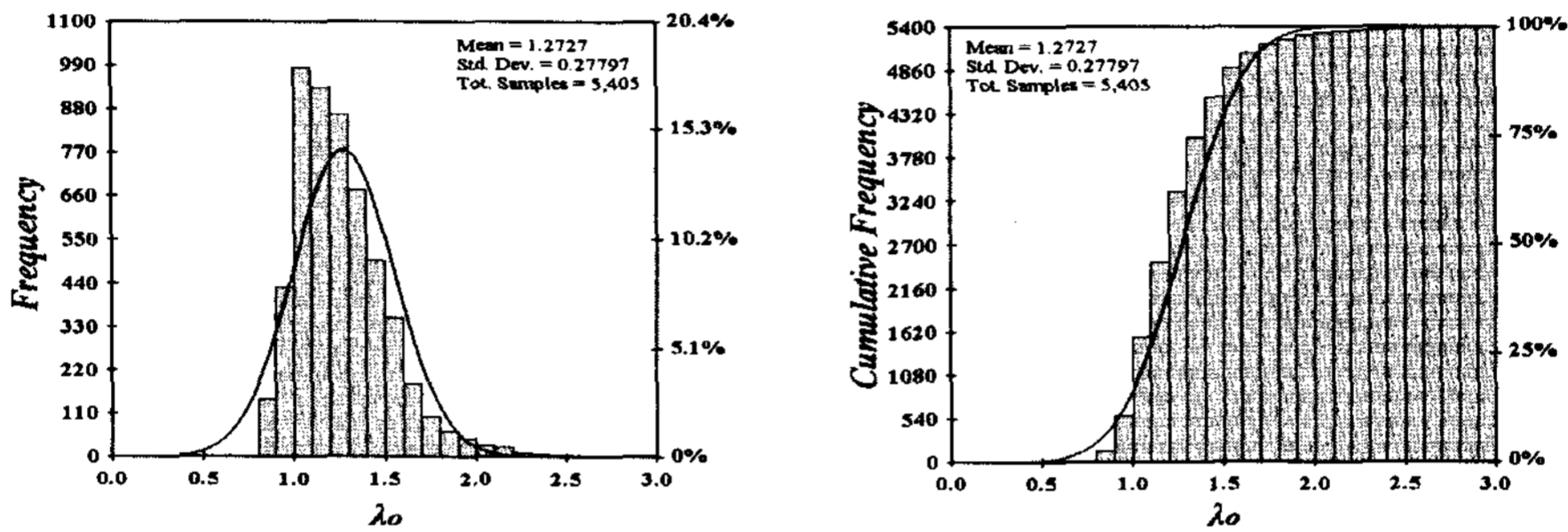


그림 2. 콘크리트에 대한 재료 초과강도의 통계분포

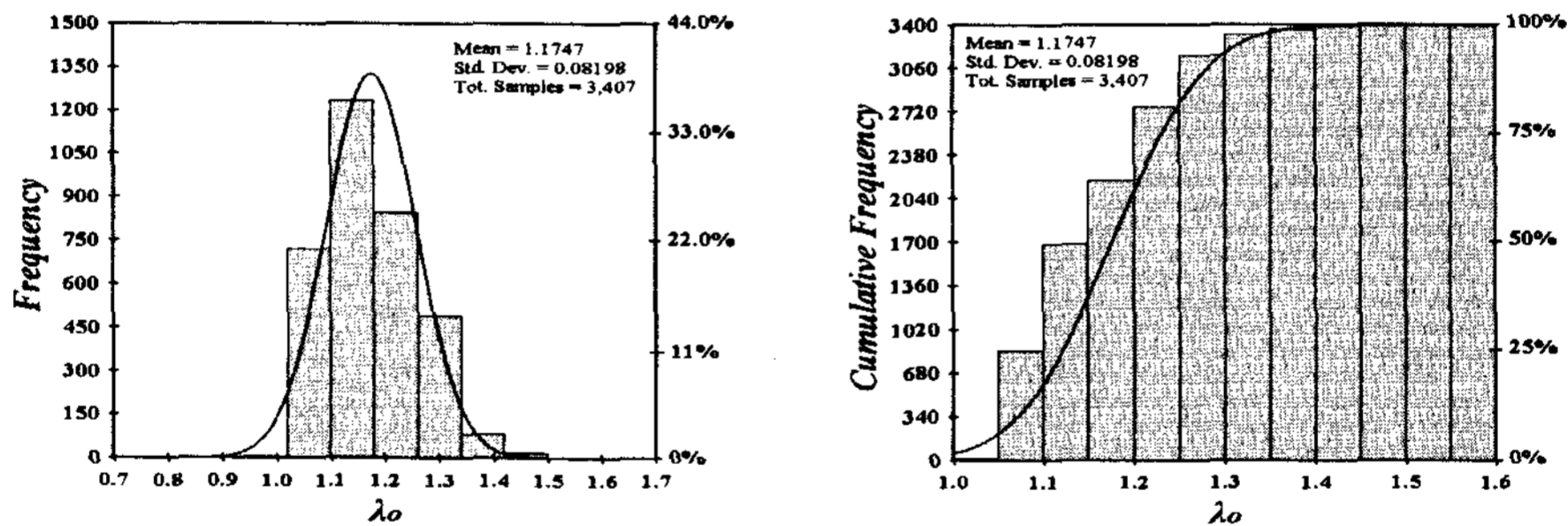


그림 3. 철근에 대한 재료 초과강도의 통계분포

#### 4. 재료초과강도를 이용한 모멘트-곡률 해석

2002년 지진센터(KEERC) 2단계 연구과제에서 해석적으로 도출된 휨 초과강도계수를 제시한 바 있다. 이 때, 실제 재료강도에 대한 데이터가 미흡한 관계로 실무에서 사용되는 설계강도( $f_{ck}$ ,  $f_y$ )를 이용하였다. 그러나, 본 연구에서는 우리나라의 시공환경을 고려한 합리적인 초과강도계수를 제시하기 위해서 총 5,405개의 실제 콘크리트 압축강도( $1.7 f_{ck}$ )와 3,407개의 철근인장시험 결과를 통해서 얻어진 실제 철근인장강도( $1.3 f_y$ )를 이용하여 모멘트-곡률 해석을 수행하였다. 총 1,500개의 원형기둥 단면에 대해서 OSFA-v.2 해석 프로그램을 통해 콘크리트 압축강도와 축력비에 따른 영향, 횡구속철근비에 따른 영향, 축방향철근비에 따른 영향, 철근강도에 따른 영향에 대한 결과 분석을 나타내었다. 표 2는 해석 시 고려된 변수를 요약 한 것이다. 그림 4는 콘크리트 압축강도

와 축력비( $P/f_{ck}A_g$ )를 변수로 해서 모멘트 초과강도계수를 나타낸 것이다.

표 2. 모멘트-곡률 해석 시 고려된 변수

Parameters	Remarks
Diameter of section, D[cm]	200
Nominal diameter of longitudinal steel, $d_b$ [mm]	32
Nominal diameter of confinement steel, $d_s$ [mm]	22
Concrete compressive strength, $f_{ck}$	20, 30, 40, 50, 60 [MPa]
Yield strength of longitudinal & transverse steel, $f_y$ & $f_{yh}$	300, 400, 500 [MPa]
Longitudinal reinforcement ratio, $\rho_l$	1, 2, 3, 4 %
Axial force ratio, $P/f_{ck}A_g$	0, 10, 20, 30, 40 %
Volumetric transverse steel ratio, $\rho_s$ , divided by current requirement	1.5, 1.25, 1.0, 0.75, 0.5

축방향 철근비가 1% 인 경우  $f_{ck} = 20 \sim 60$ [MPa] 범위이고, 축력비( $P/f_{ck}A_g$ )가 40% 이하이면 대부분 모멘트 초과강도계수는 1.5를 넘지 못 하는 것으로 나타나고, 축방향 철근비가 3%인 경우 축방향 철근에 의한 휨 저항능력이 커지기 때문에 상대적으로 모멘트 초과강도계수가 증가하는 경향을 보였다. 축력비가 일정할 경우 콘크리트 압축강도가 증가할수록 공칭휨강도와 실제 가능한 최대 휨 저항력도 동시에 증가하지만, 이에 대한 비율은 감소하기 때문에 모멘트 초과강도계수는 감소하는 경향을 보인다. 그 이유는 콘크리트 교각이 충분한 소성회전 능력을 발휘하는 시점에서 발생하는 실제 가능한 최대 휨 강도에 미치는 영향이 콘크리트의 파괴변형을 보다 철근의 변형경화 현상에 의한 변형률이 더 크게 작용하기 때문이다. 그림 5, 그림 6, 그림 7에서는 횡방향철근량과, 축방향철근량, 철근의 강도에 따른 모멘트 초과강도계수에 대한 분포를 나타낸 것이다. 횡방향철근량은 도로교설계기준(KDSHB)에서 제시하는 양의 1.5배, 1.25배, 1.0배, 0.75배, 0.5배를 변수로 하여,  $f_{ck} = 30$ [MPa],  $f_{ck} = 60$ [MPa] 인 경우에 대해서 나타내었다. 설계 지진력 작용 시 대부분 교각의 교각이 부담하는 축력은 10% 내외이다. 따라서 실무에서 교각 설계시 대부분 축방향철근비는 3% 이하이고, 철근의 항복강도는  $f_y = 300 \sim 400$ [MPa] 범위에서 설계되어진다. 때문에, 특별하게 축력비가 30%이상 되거나 축방향철근비가 4%인 경우를 제외하고 그림 6과 7에 나타낸 것처럼 최대 가능한 모멘트 초과강도계수는 1.5를 넘지 않는 것으로 나타났다.

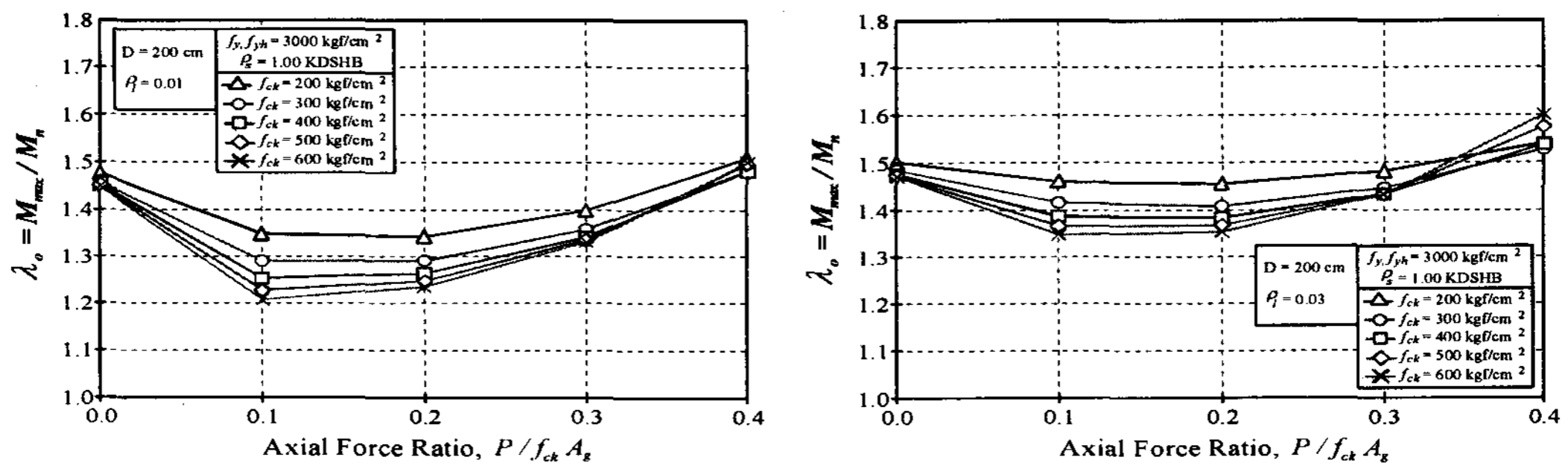


그림 4. 콘크리트 압축강도와 축력비에 따른 모멘트 초과강도계수

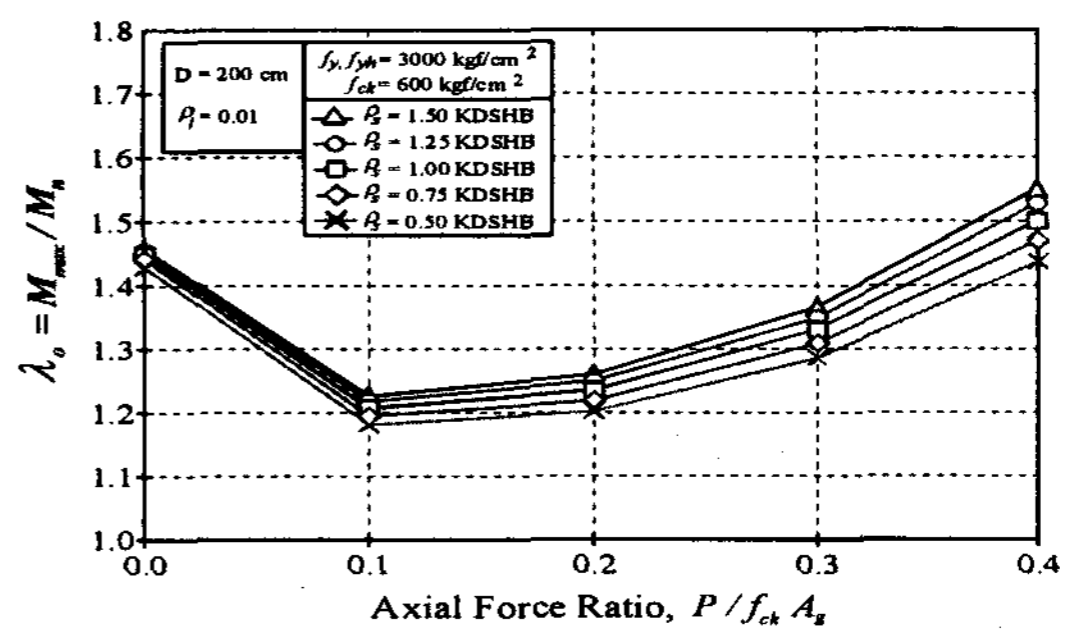
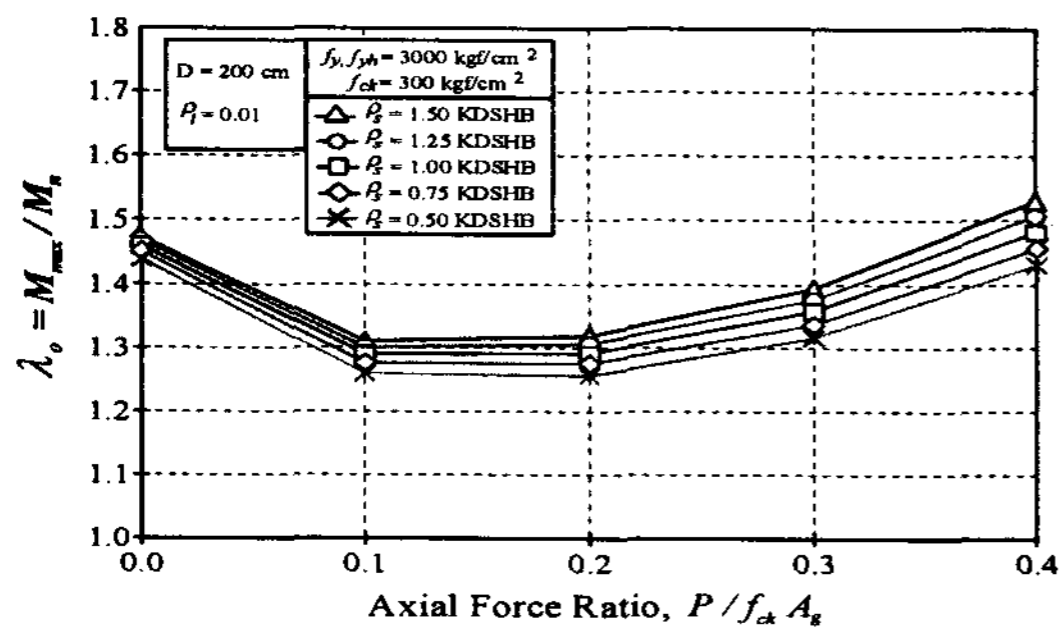


그림 5. 횡구속철근비에 따른 모멘트 초과강도계수 ( $\rho_l = 0.01$ ,  $f_y = 3000 \text{ kgf/cm}^2$  [300MPa])

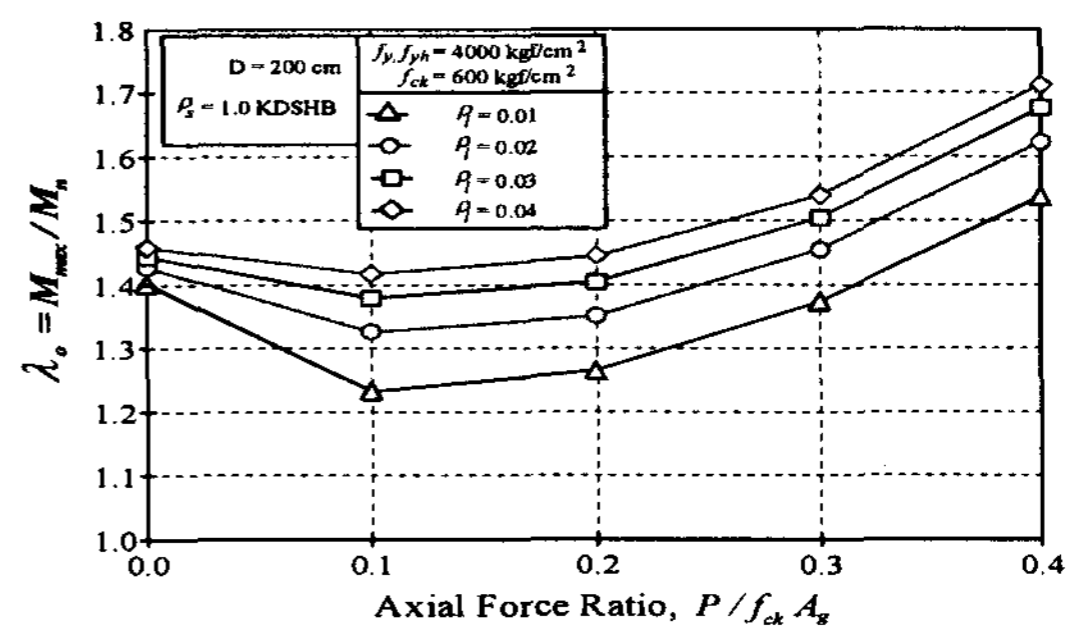
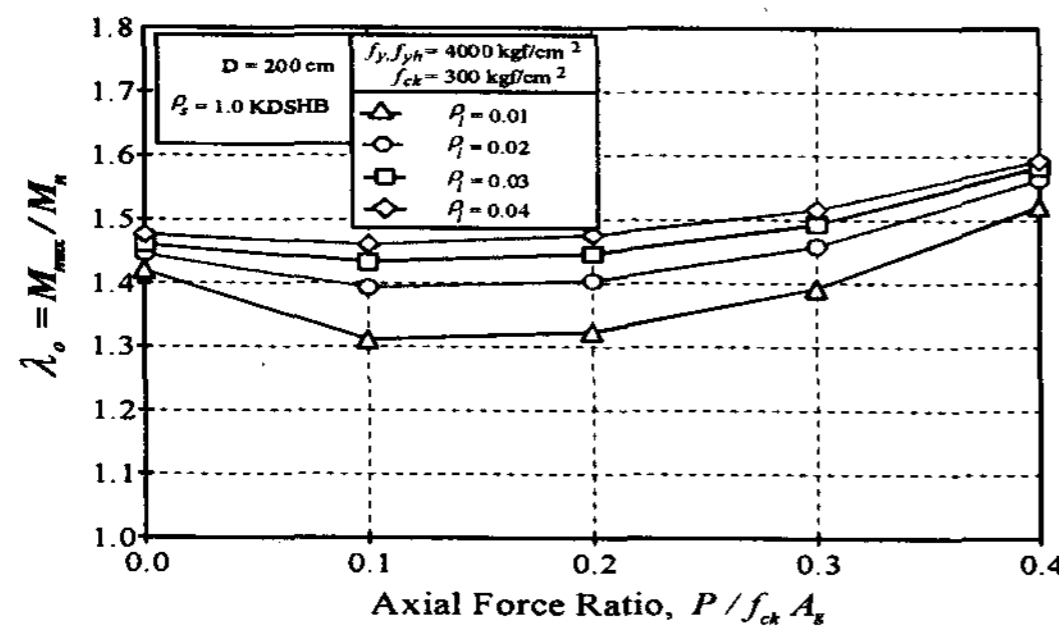


그림 6. 축방향철근비에 따른 모멘트 초과강도계수

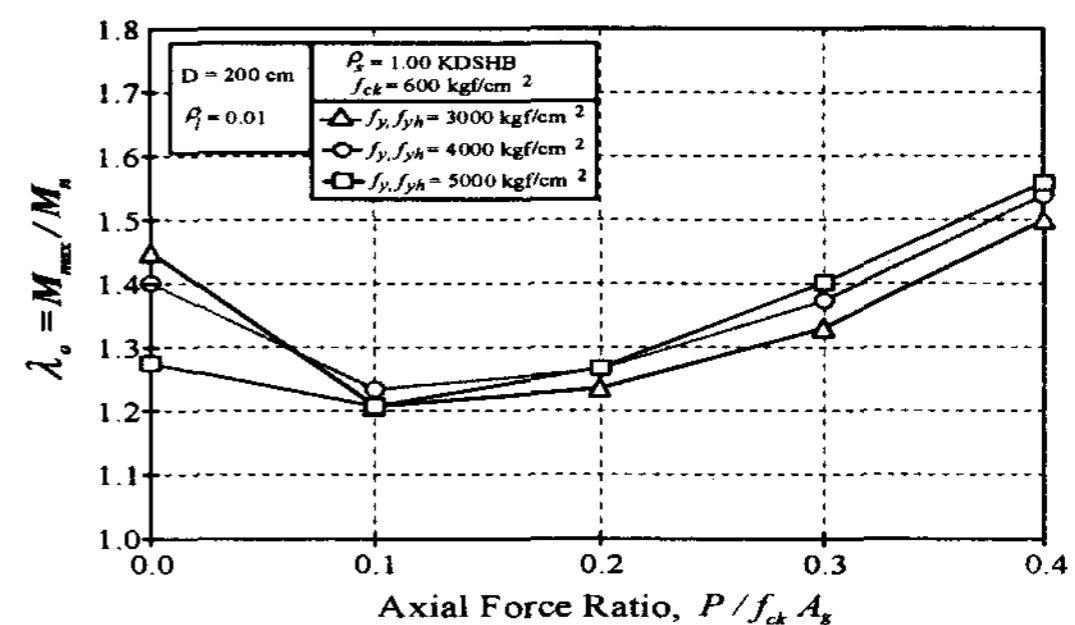
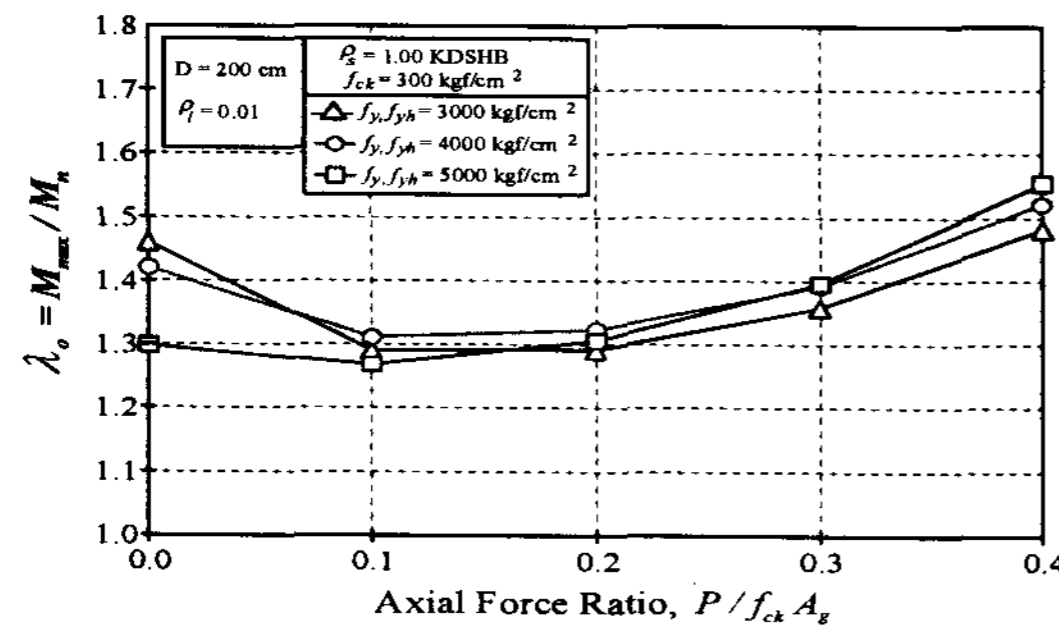


그림 7. 철근 강도에 따른 모멘트 초과강도계수 ( $\rho_l = 0.01$ ,  $\rho_s = 1.0 \text{ KDSHB}$ )

### 5. 모멘트 초과강도계수를 이용한 설계 전단력

설계지진력 작용 시 교각의 소성힌지구역에서 발생 가능한 가장 합리적인 설계전단력을 결정하기 위해서 모멘트 초과강도계수의 통계분석 결과를 표 3, 4, 5에 요약하였다. 즉, 우리나라 시공환경과 현재 실무에서 설계되는 추세를 근거로 축방향철근비가 3% 이하이고, 축력비가 30% 이하인 원형철근콘크리트 교각에 대해서 모멘트 초과강도계수는 1.5를 적용하는 것이 합리적일 것으로 판단된다. 그림 8은 재료공칭강도, 재료초과강도, 모멘트 초과강도계수를 적용하여 모멘트-곡률해석한 값들을 PM상관도(P-M intersection diagram)에 도식화하여 나타낸 것이다. 따라서, 설계자는 최대소성모멘트를 결정할 때 재료초과강도를 사용하여 모멘트-곡률해석을 수행하든지, 기존 방식

대로 공칭모멘트를 구한 후 모멘트 초과강도계수를 적용하든지 설계자의 판단에 따라 적용할 수 있고, 교각의 소성힌지구역에서 전단강도에 대한 검토 시 탄성전단력과 초과강도를 고려한 최대소성모멘트에 해당하는 전단력 중 작은 값을 사용하는 것이 합리적일 것이다.

표 3. 축방향철근비 4% 이하 일 때 초과강도계수

Range of concrete Compressive strength		$f_{ck} = 20 \sim 40$ [MPa]		$f_{ck} = 20 \sim 60$ [MPa]	
		$P/f_{ck}A_g \leq 0.3$	$P/f_{ck}A_g \leq 0.4$	$P/f_{ck}A_g \leq 0.3$	$P/f_{ck}A_g \leq 0.4$
Confidence limit 95% based on	Individual data	1.521	1.614	1.522	1.616
	Normal distribution	1.531	1.598	1.533	1.636

표 4. 축방향철근비 3% 이하 일 때 초과강도계수

Range of concrete Compressive strength		$f_{ck} = 20 \sim 40$ [MPa]		$f_{ck} = 20 \sim 60$ [MPa]	
		$P/f_{ck}A_g \leq 0.3$	$P/f_{ck}A_g \leq 0.4$	$P/f_{ck}A_g \leq 0.3$	$P/f_{ck}A_g \leq 0.4$
Confidence limit 95% based on	Individual data	1.504	1.602	1.504	1.621
	Normal distribution	1.514	1.585	1.514	1.599

표 5. 축방향철근비 2% 이하 일 때 초과강도계수

Range of concrete Compressive strength		$f_{ck} = 20 \sim 40$ [MPa]		$f_{ck} = 20 \sim 60$ [MPa]	
		$P/f_{ck}A_g \leq 0.3$	$P/f_{ck}A_g \leq 0.4$	$P/f_{ck}A_g \leq 0.3$	$P/f_{ck}A_g \leq 0.4$
Confidence limit 95% based on	Individual data	1.484	1.587	1.48	1.593
	Normal distribution	1.491	1.568	1.489	1.576

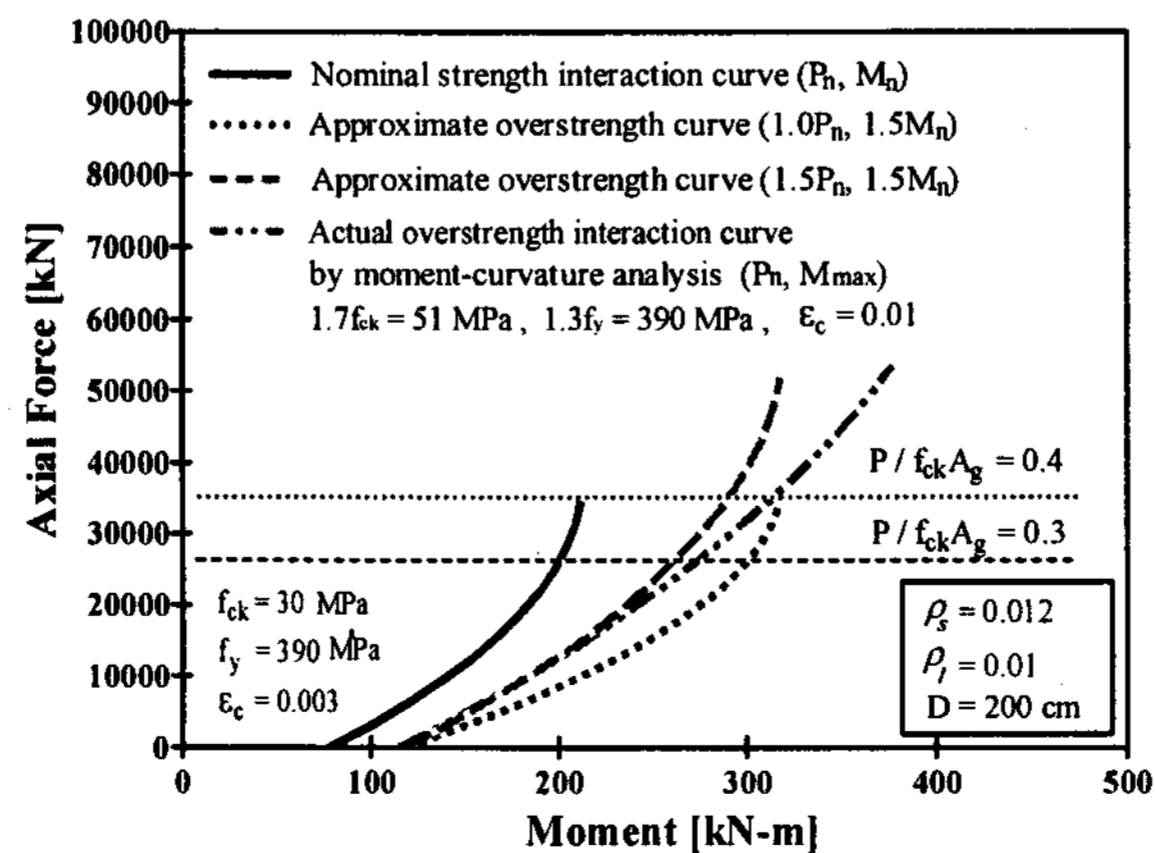


그림 8. 초과강도를 고려한 PM상관도와 설계강도를 고려한 PM상관도의 비교

## 6. 결론

성능설계(capacity design)시 설계전단력 결정을 위한 초과강도계수의 결정방법을 다음과 같이 제안한다.

- 1) 콘크리트강도에 대한 5,405개의 데이터와 철근강도에 대한 3,407개의 데이터를 이용한 통계분석 결과로써, 재료초과강도는  $1.7 f_{ck}$  와  $1.3 f_y$  를 적용할 수 있다.
- 2) 변수연구 결과로부터 제안된 재료초과강도를 적용하여 모멘트-곡률 해석을 수행하여 최대 휨 강도를 구한 후 이 값을 설계지진에 해당하는 설계 전단력으로 적용할 수 있다.
- 3) 모멘트-곡률해석을 수행하지 않을 경우 콘크리트 압축강도( $f_{ck}$ )가 60[MPa] 이하이고, 축력비 ( $P/f_{ck}A_g$ )가 30% 이하이며, 축방향철근비가 3% 이하인 경우 모멘트 초과강도는 등가 직사각형 응력블럭으로 구한 공칭휨강도에 모멘트 초과강도계수 1.5를 곱하여 안전측의 값을 결정 할 수 있다.

## 참고문헌

1. AASHTO, *LRFD Bridge Design Specifications*, American Association of State Highway and Transportation Officials, 2nd edition, Washington, D.C., USA, 1998.
2. Eurocode 8 Part 2, *Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures - Bridges*, European Committee for Standardization, 1996.
3. New Zealand Standard., *Concrete Structures Standard - Part 1 : Design of Concrete Structures*, NZS 3101, 1995.
4. Ministry of Construction & Transportation, Korean Society of Civil Engineers, *Standard Specification of Highway Bridges*, 1996.
5. J. B. Mander, A. Dutta and P. Goel, "Capacity Design of Bridge Piers and the Analysis of Overstrength", *Technical Report MCEER-98-0003*, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, June, 1998.
6. Lee, Jae-Hoon, Son, H. S., and Han, S. Y., "Reinforcement Details and Design strength of Bridge Columns in Moderate Seismicity Regions (Overstrength Factor for Capacity Design) ", *Annual Report*, KEERC., pp.105~120, 2002.
7. Priestley, M. J. N., Seible, F., and Calvi, G. M., *Seismic Design and Retrofit of Bridges*, John Wiley & Sons, New York, USA, 1996.