

철근콘크리트 기둥의 전단강도 모델

Shear Strength Model of Reinforced Concrete Columns

하태훈*

Ha, Tae-Hun

홍성걸**

Hong, Sung-Gul

ABSTRACT

The existing design expressions for shear strength of reinforced concrete columns are lacking in consistent seismic design philosophy and very conservative. However, relatively not so many experiments have been conducted to verify the shear resisting mechanisms of columns. The previous researches concentrated on deriving an experimental model from their test results. So, there is a need to approach this problem from the analytical point of view to be balanced with the experimental effort. This paper presents a method of modeling reinforced concrete columns under seismic shear loading. Lower bound solutions are obtained by using an analogous truss model and concrete arch actions. This model agrees with the precedented test results by some margins.

1. 서론

1.1 연구의 배경 및 목적

내진역량설계법(capacity design method)은 철근콘크리트 구조물에 대한 합리적인 내진설계 방법을 제시한다. 이것은 구조물을 구성하고 있는 여러 부재들간의 강도와 연성을 조절하여 건물전체가 지진에 의해 파괴될 때 그 거동방식이 좀더 효율적인 에너지 소산능력을 갖도록 유도하는 방법으로서 Park 와 Paulay 등에 의하여 많은 연구가 이루어져 왔다[94].

내진역량설계법의 핵심은 개별 부재나 구조물 전체의 취성과파괴(brittle failure)를 억제하는 것인데, 구조물의 적절한 부재에 소성힌지가 생성되도록 하여 이 부재의 비탄성 휨거동에 의해 구조물 전체의 연성도를 확보함으로써 부재의 강도조건과 경제성을 만족시키는 것이 그 하나의 예라고 할 수 있다.

그러나 부재의 연성도 확보만으로 구조물 전체의 거동이 결정되지는 않는다. 일반적으로 구조물의 취성과파괴는 전단파괴의 형태로 나타나는데, 개별부재가 아무리 연성적인 휨거동을 한다고 해도 그 부재의 전단강도가 휨강도에 상응하는 전단력을 이겨내지 못한다면 부재의 연성도는 제구실을 못하게 되

* 서울대학교 석사과정

** 정회원, 서울대학교 조교수

고 결국 구조물은 조기에 급작스러운 전단파괴를 피하지 못하게 되므로 각 부재가 충분한 전단강도를 가질 수 있도록 하는 것이 필요하다.

본 연구에서는 여러 부재 중에 상대적으로 중요하면서도 연구가 미진한 기둥의 전단강도에 초점을 맞춰, 취성파괴가 일어날 수 있는 경우의 전단강도를 소성이론을 이용해 해석하고 적절한 모델링을 하였다. 이를 통해 지진하중과 같은 외력에 대해 구조물의 기둥이 실제로 어떻게 거동하는지를 좀더 명확히 규명하여 차후 내진설계시에 도움이 되도록 하는 것이 본 연구의 목적이다.

1.2 연구 방법

지금까지 철근콘크리트 기둥의 전단강도를 연구하는 데에 있어서 많이 사용되어온 방법은 주로 실험을 통한 결과값을 적절한 보간법을 이용해 그에 가장 근접한 식을 구해내는 것이었다. 그러나 이러한 실험마저도 다른 실험들과 비교하면 거의 전무하다고 할 정도로 적었으며, 비로소 최근에 와서야 지진 피해를 좀더 효과적으로 줄이려는 노력의 하나로 철근콘크리트 기둥의 실제 거동에 대한 관심이 어느 정도 증가하고 있는 추세이다. 그러나 실험에 의한 설계식의 제안은 실험의 범위와 성격상 일정 한계를 지니고 있으며, 그 결과 모든 경우를 포괄할 수 있는 식을 실험결과만 가지고 만들어 낸다는 것은 그 자체만으로도 모순에 빠질 수 밖에 없다.

본 연구에서는 콘크리트의 완전 소성 가정하에서 소성학의 하한계 이론(lower bound theorem)을 이용해 콘크리트와 전단보강근이 기둥의 전단력에 기여하는 부분을 설명하였다. 압축력의 증가에 따라 기둥 전단력이 증가하는 메커니즘은 콘크리트 압축 스트럿의 작용에 의하여 이루어진다고 보아 전체적인 식을 구성하였으며, 이렇게 유도해낸 설계식을 기존의 실험 데이터와의 비교하여 그 타당성을 검증하였다.

2. 현행규정과 기존연구의 고찰

2.1 현행규정

ACI 318-95[95]에서는 전단력을 받는 부재의 설계식을 다음과 같이 규정하고 있다.

$$\phi V_n \geq V_u \quad (1)$$

여기서 V_u 는 계수전단력, V_n 는 공칭전단강도이고 ϕ 는 강도저감계수로서 전단력의 경우에는 0.85를 사용한다. 그리고 V_n 은 콘크리트의 저항성분인 V_c 와 전단보강근의 저항성분인 V_s 로 양분된다.

$$V_n = V_c + V_s \quad (2)$$

여기서 V_c 는 실험에 의한 결과를 식으로 보정한 것으로 약산식을 많이 사용하며, V_s 는 전단보강근의 트러스 거동을 가정한 설계식이다.

그런데 기존의 연구결과[94]에 의하면 V_c 를 구하는 과정에서 정확한 계산에 의해 콘크리트 기둥의 전단력을 계산한 결과, 대부분의 압축력 범위에서 오히려 약산식보다도 안전측의 결과값이 나오는 이례

적인 현상이 발생하며 정확한 계산식이 기둥 압축력에 대한 쌍곡선의 함수로 표현되어 압축력의 증가분에 대해 기둥 전단강도의 증가가 비정상적인 비례관계를 가지게 된다.

또한 다른 실험결과[89]에 의하면 하중이 가해지고 곧 대각선 균열이 생기기 시작할 때에는 균열의 방향이 기둥의 방향과 약 45° 정도를 이루지만, 그 이후에 기둥의 휨연성도가 증가함에 따라 그 각도가 줄어들게 되며 심지어는 기둥의 양끝 모서리를 연결하는 균열이 발생하기도 하여, 규준에서 가정한 V_s 에 대한 식이 트러스 거동에 의한 전단저항을 너무 과대평가하는 결과를 유발한다고 할 수 있다.

2.2 기존연구의 고찰

Priestley 등[89, 93, 94, 96]은 주로 교각에 사용되는 원형기둥을 중심으로 다양한 실험을 통하여 기둥의 전단강도를 규명하기 위해 노력하였다. 그는 기둥의 전단강도에 압축력이 기여하는 성분을 분리하여 설명하고 있는데, 이는 Shohara와 Kato가 제안한 모델과 유사한 형태를 갖는 것으로서 기둥단면의 압축영역을 연결하는 스트럿의 작용으로 기둥의 전단강도가 증가하는 현상을 반영한 것이다. 또한 그는 ASCE-ACI 426의 제안과 Ang과 Wong의 설계식을 개선하여 기둥의 연성도 증가에 따른 전단강도의 감소 현상을 설계식에 반영하였다.

Watanabe 등[92]은 장방형 보의 전단강도에 대한 설계식을 제안하였는데, 이는 1988년도에 일본 건축학회의 설계권장안으로 채택되기도 하였다. 그들은 비록 기둥부재에 가해지는 압축력에 대한 고려를 특별히 하지는 않았지만 트러스 거동과 아치 거동을 중첩시켜 압축력을 받는 부재의 단면설계식을 제안하였다. 그런데 그 과정에서 트러스와 아치의 경사각이 이루는 차이를 무시함으로써 전체 전단강도가 애초 가정한 의도보다 더 크게 나오는 결과를 가져오게 되었다.

3. 하한계 이론(Lower Bound Theorem)에 의한 해석

소성이론은 지금까지 주로 철근과 같이 항복점 이상에서 응력의 변화없이 변형도가 증가하는 재료에 대해서 사용되어 왔다. 이와는 달리 콘크리트는 항복점에 도달하자마자 변형도의 증가가 응력의 감소를 가져오므로 소성이론을 이용해 해석하는 데에 어려움이 있는 것이 사실이다. 그러나, 소성이론에 적용할 수 있도록 콘크리트의 강도를 수정하여 만든 유효강도를 사용한 결과 많은 실험결과에서 두드러진 상관관계를 발견할 수 있었다[84].

그러므로 콘크리트의 적절한 유효강도를 이용하면 소성학의 하한계 이론을 이용해 대각선 균열이 발생한 기둥부재의 전단강도가 어떻게 발현되는지를 설명할 수 있고, 여기에 기둥의 길이방향으로 형성되는 압축스트럿이 기둥 압축력에 저항하는 성분을 더해 기둥의 전단강도를 산정할 수 있다. 압축스트럿이 기둥의 단면에서 차지하는 부분 또한 단면의 소성거동을 가정해 산정하도록 한다. 실국 철근콘크리트 기둥의 전단강도는 다음의 식으로 표현될 수 있으며, 이를 개략적으로 도시하면 그림 1과 같다.

$$V_n = V_d + V_p \quad (3)$$

여기서 V_d 는 대각선 압축영역(diagonal compression field)에서의 전단강도이고, V_p 는 기둥압축력에 의한 전단강도이다. (식 3)은 기존 연구의 설계식들과 기본적으로 유사한 면을 가지고 있지만 다음에 언급되는 가정에 의하여 그 차별화와 함께 합리성을 갖는다.

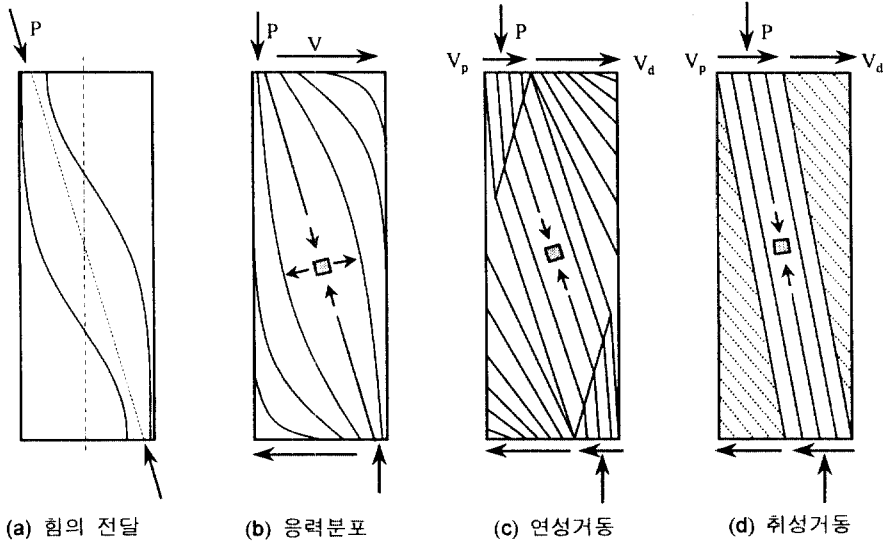


그림 1 전단력을 받는 기둥

3.1 가정

- 콘크리트의 인장강도는 무시한다. 그리고 Nielsen[84]이 제시한 유효계수를 곱하여 수정한 값을 콘크리트의 압축강도로 사용한다.
- 본 연구에서 다루는 기둥은 취성파괴의 형태를 보이는 기둥으로 제한한다. 연성파괴된 기둥에 대해서는 기둥 단부에 형성되는 힌지에 대한 더 자세한 고찰이 필요할 것이다.
- 기둥 주철근은 무한대의 항복강도를 갖는다고 가정한다. 이와 같은 가정하에서 기둥의 파괴는 항상 콘크리트의 압괴나 전단보강근의 항복이라는 형태로 일어나게 된다. 또한 이에 기인하여 압축스트럿의 전단강도를 최대로 활용할 수 있도록 기둥단면에서 압축영역이 차지하는 폭을 $h/2$ 로 가정할 수 있다[84].
- 실험 데이터들을 조사해보면 압축력이 가해진 기둥은 그 크기에 비례하여 전단강도가 증가하는 모습을 발견할 수 있다. 이러한 현상의 원인을 압축력에 의한 대각선 균열의 억제 때문이라고 해석한다면 기둥의 단면을 압축스트럿이 형성되는 지점과 나머지 영역으로 나누어 각각의 독립된 거동을 가정할 수 있다. 그러므로 대각선 압축영역의 단면폭은 $(d-h/2)$ 가 된다. 이러한 가정에 따라 기둥의 해당부분을 나누면 그림 1의 (d)와 같이 표현할 수 있다.

3.2 기둥 압축력에 기인한 전단강도

기둥의 단면에서 압축 스트럿이 작용하는 부분의 폭이 $h/2$ 이므로, 그림 2로부터 압축 스트럿에서의 힘의 평형관계를 생각하면 다음의 식이 성립한다. 다만 큰 압축력을 받아 콘크리트의 압괴와 압축축 주근의 좌굴이 일어나는 현상을 막기 위하여 $P \leq \frac{1}{2} b h f_c \cos^2 \theta$ 를 만족하여야 한다.

$$V_p = \frac{h}{2L} P \quad (4)$$

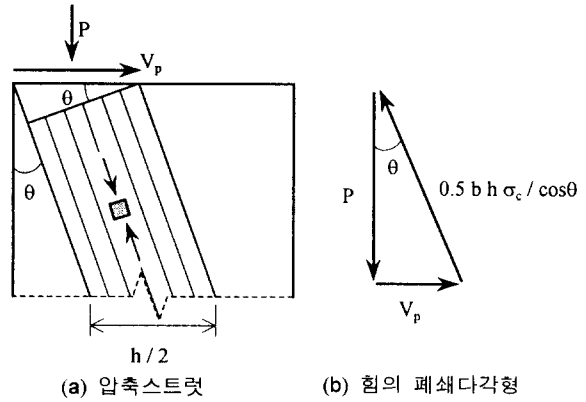


그림 2 압축스트럿에서의 힘의 평형관계

3.3 대각선 압축응력장에서의 전단강도

기둥의 길이 방향에 대해서 α 의 각을 이루는 대각선 압축영역을 그림으로 표현하면 그림 3과 같이 나타낼 수 있다. 전술한 바와 같이 이 부분에서는 기둥의 압축력에 저항하는 요소가 없으므로 보의 단부에 전단력이 작용하는 경우와 동일하다고 할 수 있으며, 단면에 작용하는 전단응력 τ 가 일정하다고 가정하면 $\tau = V_d / b (d - h/2)$ 이 된다.

이제 (x, y) 좌표축상에서 구한 부재에 작용하는 응력이 소성학의 하한계 이론에 적합하기 위해서는 $\sigma_c \leq f_c$ 와 $\sigma_s \leq f_y$ 를 만족시켜야 한다. 관계식 $\sigma_c = f_c$ 와 $\sigma_s = f_y$ 에 부재응력의 관계식을 대입하여 이를 τ 와 α 에 대하여 풀면 다음과 같은 식이 나오게 된다.

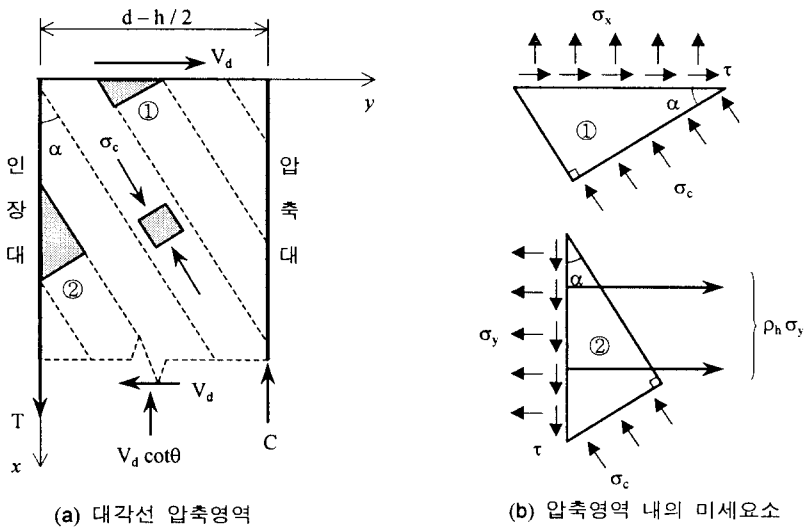


그림 3 대각선 압축영역

$$\frac{\tau}{f_c} = \sqrt{\psi(1-\psi)}$$

$$\tan \alpha = \sqrt{\frac{\psi}{1-\psi}}$$
(5)

(식 5)에서 $\psi = \rho_h f_y / f_c$ 로 정의되며, $\psi = 0.5$ 일 때 $\tau / f_c = 0.5$ 로서 최대가 된다. Nielsen 에 의해 기존에 연구된 상한계 이론을 이용하면 기둥에 발생하는 인장균열의 경사각 β 는 압축응력장의 경사각 α 와 $\beta = 2\alpha$ 의 관계를 갖는다는 것도 알 수 있다. 마지막으로 위의 식에서 구한 τ 로부터 V_d 를 계산하면 대각선 압축응력장에서의 전단력이 구해진다.

$$V_d = b \left(d - \frac{h}{2} \right) f_c \sqrt{\psi(1-\psi)}$$
(6)

3.4 실험결과와의 비교

(식 4)와 (식 6)을 더하면 철근콘크리트 기둥의 전단강도가 다음과 같이 구해진다.

$$V_n = \frac{h}{2L} N_u + b \left(d - \frac{h}{2} \right) f_c \sqrt{\psi(1-\psi)}$$
(7)

이제 기존의 실험 데이터를 근거로 해서 (식 7)의 타당성을 검토해보기로 한다. 전술한 바와 같이 기둥의 전단강도에 대한 실험은 다른 실험에 비해 극히 드물며, 더구나 그 실험들마저 교각과 같은 원형기둥에 대한 것들이 대부분이므로 이를 ACI 318-95에서 규정한 등가단면적으로 환산하여 비교하였다. Priestley 등[89, 93]은 원형기둥에 대한 전단강도 실험을 많이 하였는데, 표 1 과 2 에 이들의 실험치와 (식 7)에 의한 계산값들을 비교한 결과가 나타나있다.

표 1. Priestley 등의 실험결과[89]와 (식 7)의 계산값에 의한 전단강도의 비교 (1)

번호	$P / f'_c A_g$	M / D	f'_c	f_y	ρ_h	α	V_n	V_{exp}	V_n / V_{exp}
1	0.2	2	28.7	448	0.0102	32.3	527	475	1.11
2	0.2	2.5	29.9	448	0.0102	31.8	504	385	1.31
3	0.2	2	31.2	448	0.0102	31.3	557	450	1.24
4*	0.2	2	29.9	448	0.0051	21.9	461	404	1.14
5*	0.1	1.5	28.6	436	0.0102	31.9	463	527	0.88
6	0.1	2	36.2	436	0.0102	29.1	497	443	1.12
7*	0.1	2	33.4	436	0.0051	20.7	387	379	1.02
8	0.1	2.5	34.3	436	0.0051	20.5	372	329	1.13
9*	0.1	1.5	35	436	0.0051	20.4	434	507	0.86
10*	0.1	1.5	34.4	436	0.0038	17.6	395	436	0.91
11*	0.175	1.75	36.7	482	0.0038	18.1	499	487	1.03

표 2. Priestley 등의 실험결과[93]와 (식 7)의 계산값에 의한 전단강도의 비교 (2)

번호	$P/f'_c A_g$	M/D	f'_c	f_y	ρ_h	α	V_n	V_{exp}	V_n/V_{exp}
1	0.19	2	38	300	0.0145	28.3	615	484.9	1.27
2	0.39	2	37	340	0.0047	16.8	707	514.83	1.37
3	0.39	2	37	300	0.0145	28.5	837	630.81	1.33
4*	0.19	2	39	340	0.0052	17.4	503	458.28	1.10
5*	0.19	2	39	340	0.0103	24.9	594	498.48	1.19
6	0.39	2	27	340	0.0077	24.5	607	425.58	1.43
7	0.39	2	37	300	0.0134	27.3	827	545.67	1.51
8	0.19	2	39	340	0.0103	24.9	594	478.38	1.24
9	0.19	2	38	300	0.0145	28.3	615	432.68	1.42
10	0.39	2	27	300	0.0142	31.9	659	484.4	1.36
11*	0.19	2	38	340	0.0103	25.2	585	518.7	1.13

* 표시를 한 것은 취성파괴 형태를 보인 시험체

위의 2 가지 실험은 모두 직경이 400mm 인 기둥에 대해 압축력, 콘크리트의 압축강도, 전단보강근의 항복강도 등을 변화시켜가며 그 영향을 분석한 실험이다. 표의 제 10 열을 보면 (식 7)에 의한 계산값이 기둥의 실제 전단강도를 각각 6 ~ 30 % 정도 과대평가하고 있음을 알 수 있다. 그러나 본 연구에서 가정한 취성파괴의 형태를 보인 시험체의 경우에는 그 차이가 약 절반으로 줄어들어 상당히 근사한 값을 갖게된다. 또한 대각선 압축응력장이 이루는 경사각이 취성파괴의 형태를 보일수록 감소하는 형태를 보이는 것도 실험의 결과와 일치한다.

4. 결론

지금까지 지진과 같은 횡하중을 받는 기둥의 전단강도에 대하여 소성학의 하한계 이론을 이용해 새로운 모델을 구성하였으며, 이를 기존 실험의 결과와 비교하여 보았다. 이 모델에서 압축력이 전단강도에 기여하는 부분은 압축스트럿의 거동으로 설명되며, 이를 제외한 나머지 부분에서는 콘크리트와 전단보강근에 의한 균일압축장이 전단력에 대한 저항을 하게된다. 이것은 부재 전체적으로 균열이 발생하며 파괴되는 취성파괴의 경우에 적합한 모델이라고 할 수 있으며, 실제 실험값에 비교해 보아도 약 10% 정도의 비교적 근소한 오차를 보여준다. 그러나 연성파괴의 형태를 갖는 기둥의 경우에는 최대 30% 정도로 과대평가하는 결과가 나왔는데, 이는 기둥 단부에 생성되는 힌지에 대한 고려를 하지 않았기 때문으로 생각된다. 이밖에 주목할만한 사항으로는 압축력이 증가함에 따라 (식 7)에서 구한 강도역시 실험결과에 비례해 증가하는 상관관계를 들 수 있다. 이에 대해서는 압축력이 전단강도에 기여하는 적정수준에 대한 고찰이 더 필요하다고 생각된다.

감사의 글

본 연구는 서울대학교 지진공학 연구센터를 통한 한국과학재단 우수연구센터 지원금에 의한 것으로, 연구비를 지원해 준 한국과학재단에 감사드립니다.

기호

A_g	= 부재의 총단면	V_p	= 압축스트럿에 의한 공칭전단강도
d	= 기둥단면의 유효폭	V_s	= 전단보강근에 의한 공칭전단강도
f_c	= 콘크리트의 유효압축강도	V_u	= 부재단면에 가해지는 계수전단하중
f'_c	= 콘크리트의 압축강도	α	= 대각선 압축응력장의 경사각
f_y	= 철근의 항복강도	β	= 전단균열이 기둥방향과 이루는 각도
h	= 기둥단면의 폭	ϕ	= 강도저감계수
L	= 기둥지지점 사이의 안목길이	ρ_h	= 전단보강근의 철근비
P	= 단면에 수직으로 작용하는 축하중	θ	= 압축스트럿이 기둥방향과 이루는 각도
V_c	= 콘크리트에 의한 공칭전단강도	σ_c	= 콘크리트에 가해지는 응력
V_d	= 대각선 압축응력장에서의 공칭전단강도	σ_s	= 전단보강근에 가해지는 응력
V_{exp}	= 전단강도의 실험치	τ	= 부재단면에서의 전단응력
V_n	= 공칭전단강도	ψ	= 전단보강근의 강성 철근비

참고문헌

- Nielsen M. P.(1984), "Limit Analysis and Concrete Plasticity," Prentice-Hall, Englewood Cliffs, New Jersey
- Ang B. G., Priestley M. J. N., and Paulay T.(1989), "Seismic Shear Strength of Circular Reinforced Concrete Columns," ACI Structural Journal, Vol.86, No.1, pp.45-59.
- Ichinose T.(1992), "A Shear Design Equation for Ductile R/C Members," Earthquake Engineering And Structural Dynamics, Vol.21, pp.197-214.
- Wong Y. L., Paulay T., and Priestley M. J. N.(1993), "Response of Circular Reinforced Concrete Columns to Multi-Directional Seismic Attack," ACI Structural Journal, Vol.90, No.4, pp.180-191.
- Priestley M. J. N., Verma Ravindra, and Xiao Yan(1994), "Seismic Shear Strength of Reinforced Concrete Columns," Journal of Structural Engineering, Vol.120, No.8, pp.2310-2329.
- ACI Committee 318(1995), " Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (ACI 318-95/ACI 418R-95)," American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich.
- Priestley M. J. N., and Benzoni Gianmario(1996), "Seismic Performance of Circular Columns with Low Longitudinal Reinforcement Ratios," ACI Structural Journal, Vol.93, No.4, pp.474-485.