

축력과 반복횡력을 받는 고강도 R/C기둥의 연성거동 확보

The Ductile Behavior of High-Strength R/C Columns Subjected to Reversed Cyclic and Axial Loads

신성우* 이지영** 한범석*** 안종문*** 이광수****
Shin, Sung Woo Lee, Ji Young Han, Byum Suck Ahn, Jong Moon Lee, Kwang Soo

ABSTRACT

An experimental investigation was conducted to examine the behavior of high strength R/C columns subjected to reversed cyclic and axial loads and to find the relationship between amounts of lateral reinforcement and axial loads ratios.

The test parameters of column specimens were the compressive strength of concrete($f'_c=250, 320, 460, 517\text{kg/cm}^2$), the yield strength of longitudinal steel($f_y=3700, 5254\text{kg/cm}^2$), axial load ratio(0.3, 0.5, $0.6f'_cA_g$).

The results indicated that axial load can significantly affect and alter the behavior of HS R/C column under inelastic cyclic loadings. Also we found that the relationship between amounts of lateral reinforcement and axial load ratios was $\rho_s=(0.37\eta+0.15)f'_c/f_{hy}$.

1.서론

건물이 고층화됨에 따라 재료의 역학적 성능을 최대한으로 이용하기 위하여 고강도 콘크리트와 고강도 철근을 사용할 경우 보통강도 콘크리트와 함복강도가 작은 보통강도 철근을 사용할 때보다 큰 하중 수행능력을 가지며, 부재단면의 축소, 큰 탄성계수, 물리적 및 화학적 변화에 대한 높은 저항성, 철근량 절감의 장점이 있는 반면 취성적인 파괴양상을 나타내는 단점이 있다. 그러므로 고층건물의 하층부 기둥에 고축력과 지진이나 바람과 같은 수평하중으로 인한 반복 휨 및 높은 전단력이 작용할 때, 국내 기준¹⁾에 따라 설계된 고강도재료를 사용한 R/C기둥의 거동에 관한 고찰이 필요하다고 사료된다.

또한 횡보강근에 대한 ACI 기준은 기둥이 중심축력을 받을 때 피복콘크리트 박리후의 내력은 피복콘크리트 박리전과 같이 확보되어야 한다는 것으로부터 유도된 것이므로, 이 같은 기준은 축력 및 반복 횡하중이나 편심하중을 받는 기둥의 변형능력과는 직접적인 관련이 없다고 판단된다. 따라서, 현행 횡보강근 산정식은 기둥의 변형능력을 평가할 수 있는 연성계수 개념과 이에 영향을 미치는 변수들을 도입하여 수정할 필요가 있다고 판단된다.

* 정회원, 한양대학교 건축공학과 교수

** 정회원, 한양대학교 대학원 건축공학과 석사과정

*** 정회원, 한양대학교 대학원 건축공학과 박사과정

**** 정회원, 여주대학 건축공학과 조교수

2. 실험

2.1 변수 선정 및 실험체 계획

본 연구의 대상으로 선정된 실험체는 R/C라멘의 기둥으로서 강성골조에 수평력이 작용할때의 휨모멘트분포는 그림 1(a)와 같으며 본 연구에서는 반곡점부근의 응력상태를 실제 상황에 일치되게 나타내기 위하여 그림 1(b)와 같은 모델인 2개층 기둥을 대상으로 실험체를 계획하였다.(그림 2)

2.2 실험체 설치 및 실험의 진행

각 실험체를 그림 3과 같이 Strong Frame에 설치한 후, 최대용량 500ton의 Oil Jack을 사용하여 축력을 재하였다. 다음으로 재하된 축력의 변화가 없도록 일정하게 유지하면서 100 ton 용량의 Actuator에 의해 양쪽 Stub에서 동시에 정(+), 부(-)의 횡력을 변위조절로서 정해진 변위연성 증분비(Δ/Δ_y)에 따라 반복 재하하였다

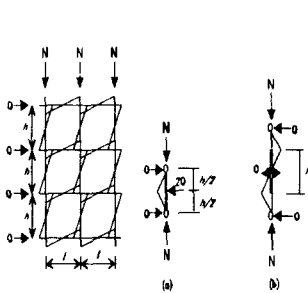


그림 1 실험체 모델링

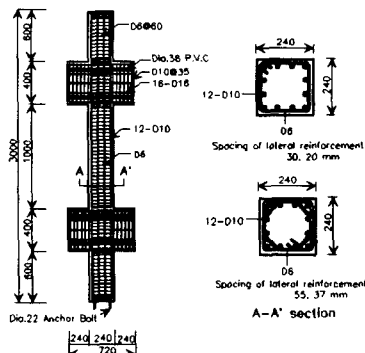


그림 2 실험체 상세 (단위: mm)

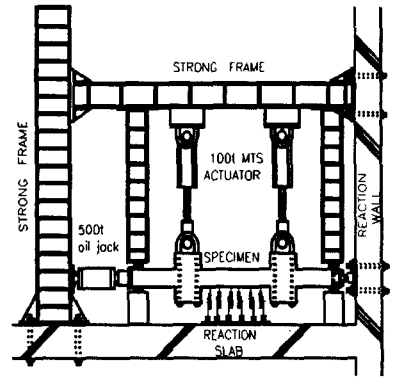


그림 3 실험체 설치상황

3. 실험결과 및 분석

3.1 균열발생 및 파괴양상

균열은 최종파괴시까지 스티브-기둥 접합면에서부터 기둥 폭 D(24cm)이내 집중적으로 발생하는 양상을 보였으며, 모든 실험체는 미세 휨균열의 진전에 이어 주근의 항복강도가 높은 실험체가 낮은

표 1 각 실험체 특성 및 실험결과

실험체명	주근		횡보강근		f'_c (kg/cm ²)	축력비 (P/A _g f' _c)	축력 (ton)	초기균열 하중(ton)	최대하중 (ton)	최대변위 (mm)	최종파괴 양상
	ρ (%)	f_y (kg/cm ²)	s (mm)	ρ_s (%)							
L2-30-3N	1.48	5254	30	2.1	4063	0.3	41.4	15.1	31.2	20.5	휨
L2-30-5N		5254	30	2.1		0.5	69.1	18.4	34.8	19.5	휨
L2-55-3N		3700	55	2.1		0.3	55.3	11.3	38.2	33.3	휨
L2-55-3N		3700	55	2.1		0.5	92.1	5.9	34.3	33.3	휨
H2-30-3N		5254	30	2.1		0.3	86.4	30.8	46.6	19.1	전단
H2-30-5N		5254	30	2.1		0.5	144.0	32.7	50.8	17.9	압축-전단
H2-30-6N		5254	30	2.1		0.6	172.8	35.1	51.5	13.5	전단
H2-55-3N		3700	55	2.1		0.3	79.4	9.5	49.1	37.0	휨
H2-55-5N		3700	55	2.1		0.5	132.4	13.9	51.8	36.9	휨
H2-55-6N		3700	55	2.1		0.6	158.9	10.9	47.6	29.6	휨
H3-20-3N		5254	20	3.15		0.3	86.4	32.4	49.8	19.1	휨
H3-20-5N		5254	20	3.15		0.5	144.0	36.3	56.3	18.0	휨-전단
H3-20-6N		5254	20	3.15		0.6	172.8	38.6	45.6	15.5	압축-전단
H3-37-3N		5254	37	3.15		0.3	86.4	31.8	44.8	25.1	휨
H3-37-5N		5254	37	3.15		0.5	144.0	32.6	56.8	23.9	휨
H3-37-6N		5254	37	3.15		0.6	172.8	45.4	54.2	18.0	압축-전단

실험체에 비해 최종 파괴시에 다소 급작스런 휨-전단 및 전단파괴의 양상을 보였다. 동일한 횡보강근 체적비에서 보조횡보강근이 있는 실험체의 균열은 전 스패에 걸쳐 균열이 넓게 분포되는 특징을 나타내었고 이러한 실험체들은 일부의 휨균열이 Cycle의 증가에 따라 사균열로 발전하기도 하였지만 실험체의 최종파괴시까지 보조횡보강근이 사균열을 억제하여 휨균열의 영향을 주로 받아 휨파괴 또는 휨-전단파괴의 양상을 보였다. 코아 콘크리트에 대한 횡보강근의 체적비가 증가함으로써 코아 콘크리트의 구속력이 증대되어 기둥의 피복 콘크리트 박리 이후에도 내력을 유지시켰던 것으로 보아 균열성장 및 파괴양상에 코아 콘크리트에 대한 횡보강근의 체적비가 많은 영향을 미치는 것으로 사료된다. (표 1)

3.2 하중-변위 이력곡선

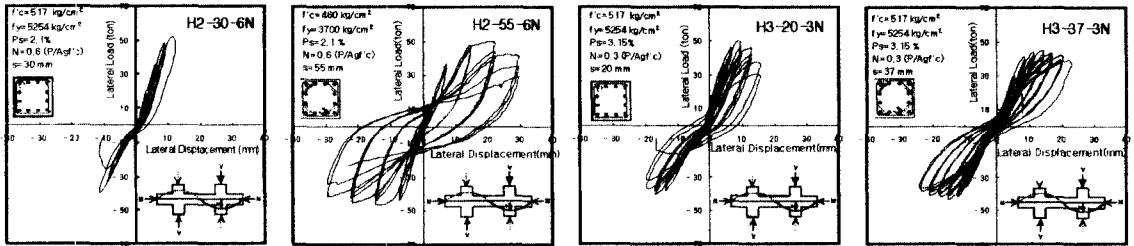


그림 4 하중-변위 이력곡선

3.2.1 콘크리트 강도의 영향

콘크리트 강도가 증가하면서 실험체의 하중 부담능력이 다소 증가하는 것을 알 수 있으나, 고강도 콘크리트 실험체의 경우 보통강도 콘크리트에 비하여 변위 연성비 증분단계가 시작하는 Cycle의 최대 하중과 동일한 변위 증분에서 마지막 Cycle의 최대하중의 차이가 큰 것을 알 수 있었다.

3.2.2 축력비의 영향

축력이 증가할수록 실험체의 하중 부담능력은 약간 증가하는 것으로 나타났으며, 동일한 변위 증분 단계에서 시작 Cycle과 마지막 Cycle에서의 최대하중의 차이는 축력증가에 따라 커지는 것으로 나타났다. 동일한 실험체에 대하여 저축력과 고축력하에서 발생하는 이러한 차이점의 주된 원인은 횡력에 의한 모멘트와 동일한 횡방향 처짐을 갖고 축력비가 증가하는 실험체들의 축력과 횡방향 처짐에 의한 2차 모멘트($P-\delta$ 효과)에 의해 균열발생부위에서 주근 및 횡보강근의 변형으로 인하여 효과적으로 코아 콘크리트를 구속하지 못했기 때문으로 사료된다.

3.2.3 코아 콘크리트에 대한 횡보강근체적비의 영향

코아 콘크리트에 대한 횡보강근의 체적비가 증가함에 따라 하중 부담능력의 증가는 거의 없는 것으로 나타났다. 또한 하중-변위 이력곡선에 나타났듯이 횡보강근이 증가할수록 초기Cycle에서부터 큰 강성을 갖고 있는 것으로 나타났다. 그리고 횡보강근 체적비가 동일한 실험체 중에서 8각형 보조 횡보강근이 설계된 실험체(간격 55, 37mm)가 그렇지 않은 경우(간격 30, 20mm)보다 편칭현상이 적은 것으로 나타났다.

3.2.4 주근 항복강도의 영향

축력이 증가하면서 주근의 항복강도가 높은 실험체는 낮은 실험체에 비해 초기 강성은 크지만 불안정한 거동을 보이고, 상당한 편칭현상을 보이고 있는 것으로 나타났으며, 동일한 조건을 갖는 실험체에서 주근의 항복강도가 낮은 실험체는 항복강도가 높은 실험체보다 전체적으로 안정된 이력거동을 한 것으로 나타났지만, 하중 부담능력의 차이는 거의 없는 것으로 나타났다. 이렇게 명료한 항복영역이 있는 항복강도가 낮은 철근을 가진 실험체에 비해 항복강도가 높은 철근을 가진 실험체는 항복영역이 좁아짐으로써 파괴시의 변형도를 감소시킬 뿐 아니라 항복이후 곧 최대하중에 도달하여 파괴됨

으로써 연성적인 거동을 하지 못한 것으로 사료된다.

3.3 강성저하

콘크리트 압축강도의 증가에 따라 초기 강성은 증가하지만, 변위연성비의 증가에 따른 강성저하는 콘크리트 압축강도의 증가에 따라 또 축력비의 증가에 따라 감소하는 것으로 나타났으며, 주근의 항복강도가 낮은 실험체는 높은 실험체보다 초기 강성은 떨어지지만 변위 연성비가 증가하더라도 일정한 강성저하를 유지하는 것으로 나타났다. 또한 그림 5에서 알 수 있는 것처럼 동일한 체적비에서 보조횡보강근이 있는 경우가 없는 경우보다 더 큰 변위연성비까지 강성을 유지하는 것으로 나타났다.

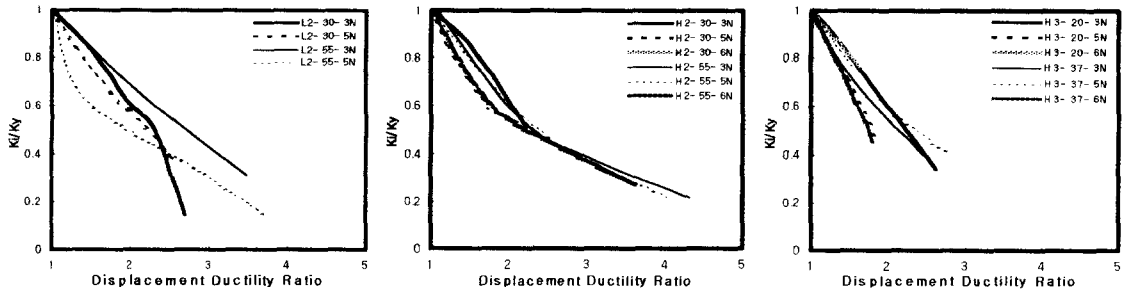


그림 5 강성저하

3.4 에너지 소산능력

콘크리트 압축강도의 증가에 따라 누적에너지량은 감소하는 것으로 나타났으며, 축력비가 증가함에 따라 고강도 콘크리트 일수록 보통강도 콘크리트에 비해 감소의 폭이 다소 커짐을 알 수 있다. 횡보강근 체적비가 증가할수록 누적에너지량은 증가하나 동일한 체적비에서 보조횡보강근을 배근한 경우의 누적에너지량이 더 크게 나타나 에너지 소산능력 증진에 보조횡보강근이 매우 효과적임을 알 수 있다. 또한 주근의 항복강도가 낮은 경우가 높은 경우에 비해 에너지소산능력이 증가함을 알 수 있다. 따라서 지진시 건물에 변형능력을 갖게하여 에너지 흡수를 크게하기 위하여는 명료한 항복영역을 가지는 철근을 사용하고, 보조 횡보강근을 설계하는 것이 유리한 것으로 사료된다.

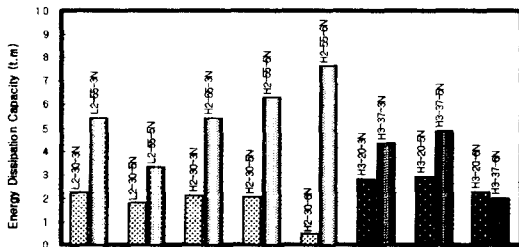


그림 6 누적에너지 소산량

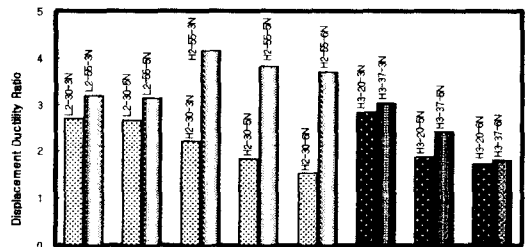


그림 7 변위 연성비

3.5 연성평가^{5), 6)}

콘크리트 압축강도가 증가할수록 부재의 연성능력이 감소하며, 특히 고축력하에서는 보통강도 콘크리트 보다 고강도 콘크리트 실험체의 연성능력 감소의 폭이 커지는 것을 알 수 있다. 따라서 고강도 콘크리트가 사용된 부재의 연성능력에 축력비가 매우 큰 영향을 미침을 알 수 있다. 또한 횡보강근의 체적비가 증가함에 따라 연성능력이 약간 향상됨을 알 수 있다. 그리고 동일한 체적비에서 보조횡보강근이 설계된 실험체의 연성능력이 다른 실험체에 비해 큼을 알 수 있으며 이는 횡보강근의 간격을 조밀하게 설계하는 것보다는 보조횡보강근을 설계하는 것이 기둥의 코어 콘크리트를 더 효과적으로 구속하여 피복 콘크리트

트 박리 후 코아 콘크리트만의 하중부담능력을 향상시키기 때문인 것으로 판단된다. 그리고 주근의 항복강도가 낮은 실험체의 경우가 높은 실험체의 경우보다 연성능력이 상당히 증가되는 것을 알 수 있었는데 이는 명료한 항복영역으로 항복후 변형능력을 크게 한 것으로 판단된다.

4. 횡보강근에 대한 기준

4.1 횡보강근량 산정식 (기준)

횡보강근량 산정식에 대한 ACI 기준은 나선기둥과 띠기둥으로 나누어서 다음과 같이 사용된다.²⁾

$$\rho_s = 0.45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_c}{f_{yh}} \quad (\text{나선기둥}), \quad A_{sh} = 0.3 s h_c \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f_c}{f_{yh}} \geq 0.12 s h_c \frac{f_c}{f_{yh}} \quad (\text{띠기둥})$$

이상과 같이 ACI 기준식은 반복 횡하중이나 편심 하중을 받는 기둥의 변형능력을 고려하지 않고 중심축력을 받는 기둥의 2차 내력(피복콘크리트 박리 후)이 1차 내력(피복콘크리트 박리 전)이상이어야 한다는 것에 기초하였기 때문에 충분한 변위연성계수를 확보한다고 볼 수 없다. 또한 실제로 피복콘크리트 박리 후 기둥의 내력은 저하되므로 횡보강근량이 피복콘크리트 손실로 인한 기둥의 하중부담능력 손실에 대한 보완의 함수로 되어 있는 것에 대한 문제가 제기된다. 따라서 지진하중을 받는 건물의 기둥이 축력, 전단력, 모멘트의 조합하중을 받기 때문에 기둥이 순수 축하중을 받지 않는다면, 구속에 관한 기준은 충분한 연성을 확보하여야 하므로, 피복콘크리트 손실의 대응으로 되어서는 안될 것으로 사료된다.

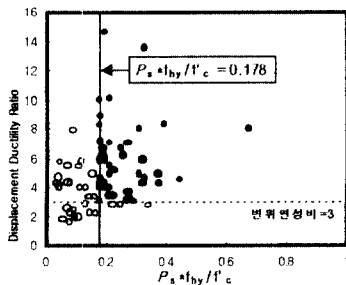
4.2 횡보강근량 산정

4.2.1 기존연구 분석

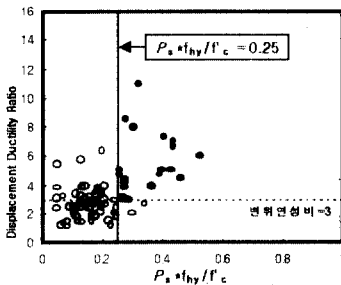
충분한 변위연성을 확보하기 위하여 변위연성에 미치는 여러변수의 영향을 규명하고, 최소 연성($\mu=3$)⁴⁾을 유지하기 위한 횡보강근량 산정식에 접근하기 위하여 본 실험과 기존에 수행되었던 연구^{3), 4), 5)} 중에서 축력과 반복 횡하중을 받는 기둥에 관한 실험자료 170개를 대상으로 ①콘크리트 압축강도 ($200 \sim 1200 \text{kg/cm}^2$), ②전단스팬비(1.16~7), ③축력비 (0.15~1), ④주근의 항복강도(3500~5300), ⑤횡보강근의 항복강도(3000~14000), ⑥횡보강근 체적비(0.5~5), ⑦단면형상(보조횡보강근의 유무)등에 따른 영향을 비교하였다.

4.2.2 비교분석 결과

위의 변수들 중에서 전단스팬비는 연성확보면에서 뚜렷한 경향을 보이지 않았지만 콘크리트 압축강도가 높을수록, 축력비가 높을수록, 주근의 항복강도가 높을수록, 횡보강근의 항복강도가 높을수록, 횡보강근량이 적을수록, 보조횡보강근이 없는 실험체일수록 연성능력은 감소하는 것으로 나타났다. 그중 축력비의 증가에 따른 감소가 뚜렷하게 나타나 앞서 논한 본 실험결과와 같이 축력비가 연성확보면에 서 가장 큰 변수임을 알 수 있었다.



(a) 0.4 ($P_u/A_g f'_c$)이하



(b) 0.4 ($P_u/A_g f'_c$)이상

그림 8 횡보강근 능력에 따른 변위연성비

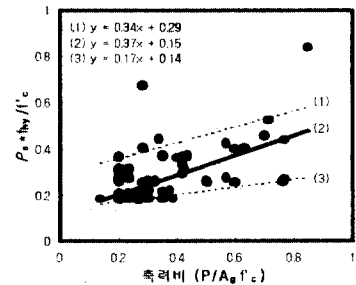


그림 9 축력비와 횡보강근량의 관계

따라서 축력비에 따라 횡보강근의 능력 ($\rho_s \cdot f_{ky}$)을 콘크리트 압축강도(f'_c)로 무차원화 ($\rho_s \cdot f_{ky}/f'_c$)시켜 충분한 연성능력 평가식을 도출하였다. 축력과 반복횡력을 받는 부재의 변위연성 3이상을 확보할 수 있는 횡보강근량 산정에 있어서 $0.4 A_g \cdot f'_c$ 이하에 비해 $0.4 A_g \cdot f'_c$ 이상인 부재설계에 있어서는 40%이상 더 요구량을 알 수 있었으며(그림 8), 이로부터 축력비(η)와 횡보강근량의 관계는 평균적으로 $\rho_s = (0.37\eta + 0.15)f'_c/f_{ky}$ 와 같은 비례관계가 있음을 알 수 있었다.(그림 9) 따라서 R/C기둥의 변위연성능력을 3이상 확보하도록 설계하기 위해서는 축력비의 증가와 함께 횡보강근량을 산정한다면 현재의 기준보다는 다소 합리적인 것으로 사료된다.

5. 결론

1) 콘크리트 압축강도가 증가할수록 기둥의 하중부담능력은 증가하나, 편칭현상등으로 불안정한 이력거동의 취성적인 파괴양상을 나타내고, 결과적으로 구조물 전체의 내진성능을 크게 감소시킬 수 있을 것으로 사료된다.

2) 고강도 철근이 보통강도 철근보다 축하중 지지에는 효과적이지만 변위연성비의 증가에 따라 최대항하중 이후의 연성능력이 보통강도 철근보다 떨어지는 것으로 나타나 고강도 철근을 사용한 기둥의 설계시 세심한 주의가 있어야 할 것으로 사료된다.

3) 고강도 콘크리트와 고강도 철근을 사용한 실험체는 보통강도를 사용한 실험체에 비하여 취성적이고 연성능력이 떨어지나 횡보강근 간격을 좁게 배근하는 것보다는 횡보강근 간격을 넓게 배근하고 보조 횡보강근을 동시에 배근하여 설계하는 것이 연성능력을 증진시키는 것으로 나타났다.

4) 현 기준으로 설계된 철근 콘크리트 기둥부재에 사용된 고강도 콘크리트가 보통강도 콘크리트에 비하여 매우 취성적이고 연성능력이 떨어지나 제한된 축력($0.4A_g f'_c$ 이하)으로 설계된다면 연성능력을 확보할 뿐 아니라 하중부담능력도 증가하여 고층건물의 하중부 기둥에 유효하게 사용될 수 있을 것으로 사료된다

5) 기둥부재가 최소한 변위연성 3이상이 되기 위해서는 $0.4 A_g \cdot f'_c$ 이하일때에 비해 $0.4 A_g \cdot f'_c$ 이상일때가 40% 더 횡보강근량을 요구함을 알 수 있었으며, 축력비와 횡보강근량에 대해서는 평균적으로 $\rho_s = (0.37\eta + 0.15)f'_c/f_{ky}$, 라는 관계식이 성립됨을 알 수 있었다.

감사의 글

본 연구를 진행함에 있어 세심한 지원을 아끼지 않으신 한양대학교 초대형구조시스템 연구센터에 감사드립니다.

참고문헌

- 1) 대한건축학회, “극한강도 설계법에 의한 철근콘크리트 구조계산 기준 및 해설” 대한건축학회, 1994
- 2) ACI, “Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-89)”, ACI Committee 318, American Concrete Institute, 1989.
- 3) Kimura, H., Sugano, S., Nagashima, T., “Seismic Behavior of Reinforced Concrete Columns Using Ultra-High Strength Concrete under High Axial Load”, 4th International Symposium on Utilization of High-Strength/High-Performance Concrete, Paris, 1996.
- 4) Q. Wang, G. Zhao, and L. Lin “ Effect of Axial Load Ratio and Stirrups Volume Ratio on Ductility of High Strength Concrete Columns”, High-Performance Concrete Proceeding ACI International Conference Singapore 1994, pp,433~448
- 5) Shamin A. Sheikh, Shafits. Khoy, “ Confined Concrete Columnss with Stubs”, ACI Structural Journal, V.90, NO.4 July Aug., 1993
- 6) Shin, S. W., Ghosh, S.K., Karama M., “ Flexure Ductility Strength Prediction and Hysteretic Behavior of Ultra-High Strength Concrete Members”, SP 121, ACI, Detroit., MI., pp.239~264