

# 축력과 반복횡력을 받는 고강도 R/C 기둥의 횡보강근 효과에 관한 실험적 연구

## An Experimental Study on the Effects of Lateral Reinforcement of High-Strength R/C Columns Subjected to Reversed Cyclic and Axial Forces

한 범 석\*    이 지 영\*    안 종 문\*\*    이 광 수\*\*\*    신 성 우\*\*\*\*  
Han, Byum Suck    Lee, Ji Young    Ahn, Jong Moon    Lee, Kwang Soo    Shin, Sung Woo

### Abstract

An experimental investigation was conducted to examine the behavior of high-strength concrete R/C columns subjected to moment, shear and axial load.

The test parameters of specimens were the compressive strength of concrete ( $f'_c=250, 516, 600$  kg/cm<sup>2</sup>), space of lateral reinforcement (20, 30, 37cm) and lateral reinforcement ratio ( $\rho_s=2.1, 3.15\%$ )

Test results indicated that compressive strength of concrete and lateral reinforcement can significantly affect and alter the behavior of column under inelastic cyclic loadings. Despite of the defaults of high-strength concrete, with increased amount of lateral reinforcement ratio to core concrete and added sub-lateral reinforcement, ductility and strength of RC columns used high-strength concrete can be secured.

### 1. 서론

지진에 대해 안전하고 경제적인 철근콘크리트구조물을 설계하기 위해서는 대지진시 건물에 입력되는 에너지를 부재의 소성변형에 의해 건물전체에 균등하게 분산시킬 필요가 있다. 그러므로 강진시 기둥에서 소성힌지가 발생된 후, 기둥의 연성적인 거동을 확보하는 것은 구조물의 갑작스런 붕괴방지 및 인명구조를 위한 시간적 여유라는 측면에서 매우 중요하다 할 수 있다. 이에 대하여 ACI 318 규준에서는 기둥의 변형능력을 확보하기 위하여 횡보강근으로 코어 콘크리트를 구속시키도록 의무화하고 있다<sup>1)</sup>. 기존의 실험적 연구결과에 의하면, ACI 318 규준에 따라 설계된 기둥이 횡하중을 받을 경우, 저축력( $0.3f'_c \cdot A_g$ ) 및 소변형( $3\delta_y$ )하에서는 만족스러운 거동을 보였으나<sup>2)</sup>, 강진으로 인하여 대변형하의 하

\* 정회원, 한양대 대학원, 석사과정

\*\* 정회원, 한양대 대학원, 박사과정

\*\*\* 정회원, 여주전문대 건축학과, 조교수

\*\*\*\* 정회원, 한양대 건축공학과, 교수

중을 받을 경우 기둥의 강도와 강성이 저하되어 취성적인 거동을 나타내고 있는 것으로 나타났다<sup>3),4)</sup>. 따라서 고강도 콘크리트가 사용된 기둥이 충분한 연성과 강도를 보유하여 지진에 대해 충분한 내력을 확보하기 위하여 기둥에 사용되는 콘크리트의 압축강도( $f'_c$ )에 따른 횡보강근 효과를 규명하기 위한 연구가 필요하다고 사료된다.

## 2. 실험

### 2.1 변수선정 및 실험체 계획

본 연구의 대상으로 선정한 실험체는 R/C라멘의 2개층 기둥으로서 강철골조에 수평력이 작용할때의 휨모멘트분포는 그림 1의 (a)와 같으며 실험실 조건 및 실험방법상의 문제로 많은 실험이 이와 같은 모델을 사용한다. 그러나 본 연구에서는 반곡점부근의 응력상태를 실제 상황에 일치되게 나타내기 위하여 그림 1의 (b)와 같은 모델을 대상으로 실험체를 계획하였다.

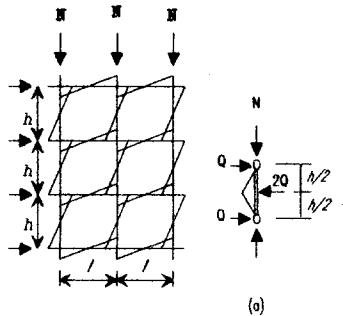


그림 1 기둥의 실험방법

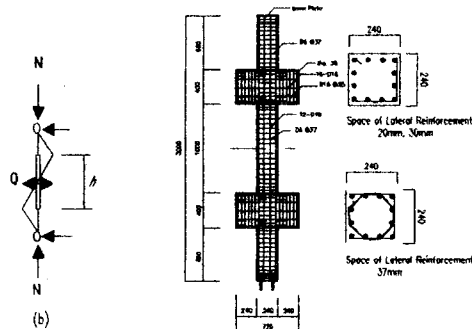


그림 2 실험체 상세도 (단위 : mm)

각 실험체별 특성은 다음 표 1에 나타내었고, 각 실험체 상세는 위의 그림 2와 같다.

표 1 각 실험체의 특징

실험체명	주 근		횡보강근			$f'_c$ (6)	축 력 비	축 력 (ton)
	$\rho$ (1)	$f_y$ (2)	s (3)	$\rho_s$ (4)	$f_{yh}$ (5)			
L2-30-3N	1.48	5254	30	2.1	4062.5	250	0.3	41.5
H2-30-3N			30	2.1		516	0.3	86.4
H3-20-3N			20	3.15		516	0.3	86.4
H3-37-3N			37	3.15		516	0.3	86.4
U2-30-3N			30	2.1		600	0.3	103.7
U3-20-3N			20	3.15		600	0.3	103.7
U3-37-3N			37	3.15		600	0.3	103.7

1) 주근의 철근비(%) 2) 주근의 항복강도(kg/cm<sup>2</sup>) 3) 횡보강근의 간격(mm)  
 4) 횡보강근의 철근비(%) 5) 횡보강근의 항복강도(kg/cm<sup>2</sup>) 6) 콘크리트강도(kg/cm<sup>2</sup>)  
 ※축력비 = P/A<sub>g</sub>f'<sub>c</sub>

본 실험체에 명명된 U2-30-3N은 다음과 같은 의미를 가진다.

U : Ultra-High Strength Concrete : 600kg/cm<sup>2</sup>  
 (H : High Strength Concrete : 500kg/cm<sup>2</sup>)  
 (L : Low Strength Concrete : 240kg/cm<sup>2</sup>)

2 : 횡보강근의 철근비( $\rho_s$ ) 2=2 $\rho_{min}$ , 3=3 $\rho_{min}$

30 : 횡보강근의 간격(s)

30=30mm, 20=20mm, 37=37mm

3N : 축력비(N/f'<sub>c</sub> · A<sub>g</sub>) 3N=0.3f'<sub>c</sub>A<sub>g</sub>

### 2.2 실험체 설치 및 실험의 진행

모든 실험체는 변위연성 증분비( $\Delta/\Delta_y$ )에 따라 재하 하였으며, 같은 변위에서의 반복 하중재하는 매 단계(Cycle Group)에 각각 3회씩 7단계 총 21 Cycle로 계획하였고, 8단계이후 부터는 각각 1회씩 계획하였다. 이와 같은 하중이력(Loading History)이 다음 그림 4에 나타나 있다.

실험은 주근의 좌굴 또는 파단으로 인해 축력이 50%이하로 급격하게 저하되어 실험체의 내력이 떨어진 것으로 판단될 경우 종료하였다.

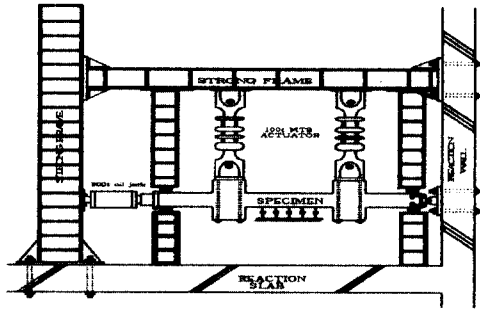


그림 3 실험체 설치상황

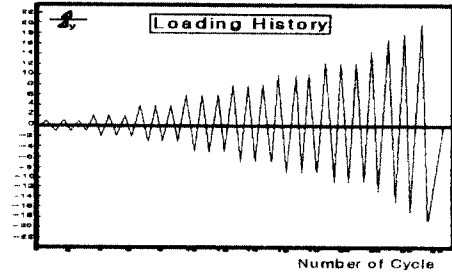


그림 4 하중이력(Loading History)

### 3. 실험결과 및 분석

#### 3.1 균열발생 및 파괴양상

대부분의 실험체에서 7~8Cycle이후 초기 휨균열이 보-기둥접합면에서 발생하여 점차적으로 중앙 부로 확산하면서 휨-전단균열로 성장하였다. 균열은 최종파괴시까지 보-기둥 접합면에서부터 기둥 폭 D (24cm)이내 집중적으로 발생하는 양상을 보였으나, 횡보강근의 체적비가 3.15%로 비교적 높은 실험체에서는 균열이 기둥의 전 스패에 걸쳐 비교적 넓게 분포되는 특징을 나타내었다. 이러한 실험체 들은 일부의 휨균열이 Cycle의 증가에 따라 사균열로 발전하기도 하였지만 실험체의 최종파괴시까지 휨균열의 영향을 주로 받아 휨파괴 또는 전단을 동반한 휨-전단파괴의 양상을 보였다. 코아 콘크리트 에 대한 횡보강근의 체적비가 증가함으로써 코아 콘크리트의 구속력이 증대되어 기둥의 피복 콘크리트 박리 이후에도 내력을 유지시켰던 것으로 보아 균열 성장 및 파괴양상에 코아 콘크리트에 대한 횡 보강근의 체적비가 많은 영향을 미친 것으로 사료된다. 각 실험체의 실험결과 및 파괴양상을 표 2와 그림 5,6에 나타내었다.

표 2 실험체별 실험결과 및 파괴양상

실험체	콘크리트 강도 (kg/cm <sup>2</sup> )	축력비 (P/A <sub>g</sub> f <sub>c</sub> )	초기 균열하중 (ton)	최대하중		최종 파괴양상
				하중 (ton)	변위 (mm)	
L2-30-3N	250	0.3	15.2	36.3	20.48	휨
H2-30-3N	516	0.3	30.6	46.6	17.98	휨-전단
H3-20-3N	516	0.3	33	50.8	17.96	휨
H3-37-3N	516	0.3	36.1	51.5	13.6	휨
U2-30-3N	600	0.3	31.8	47.9	22.3	휨-전단
U3-20-3N	600	0.3	34.8	56.4	14.7	휨
U3-37-3N	600	0.3	45.9	55.8	11.4	휨

그림 5 실험체 파괴상황 (L2-30-3N)

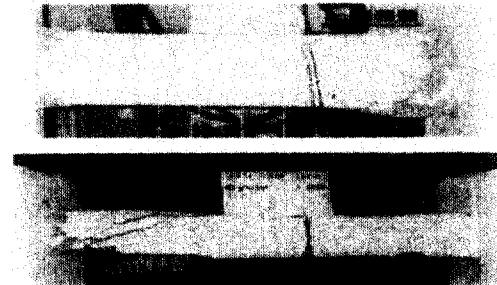


그림 6 실험체 파괴상황 (H2-30-3N)

#### 3.2 하중-변위 이력 곡선

##### 3.2.1 콘크리트 강도의 영향

그림 7의 하중-변위 이력곡선으로부터 알 수 있듯이 콘크리트 강도가 증가할수록 실험체의 하중 부담능력이 다소 증가하는 것을 알 수 있으나, 보통강도 콘크리트에 비하여 변위연성비 증분 단계(1단계:3Cycle)가 시작하는 Cycle의 최대하중과 같은 변위 증분에서 마지막 Cycle 최대하중과의 차이가 큰 것을 알 수 있다. 또한, 하중-변위 이력곡선의 원점이 되는 부위에서 약간의 핀칭(Pinching)현상을 보여주고 있는 데, 이는 고강도 콘크리트에서 균열이 굵은 골재를 통과하면서 빠른 속도로 진전함과 동시에 균열 폭을 확대시키기 때문으로 보인다.

### 3.2 코아 콘크리트에 대한 횡보강근의 영향

콘크리트 강도가 동일하고 코아 콘크리트에 대한 횡보강근의 체적비가 2.1%, 3.15%로 증가함에 따라 최대내력의 증가는 거의 없는 것으로 나타났다. 초기 Cycle단계에서 각 변위 증분의 시작 Cycle의 최대하중과 마지막 Cycle의 최대하중과의 차이는 크게 나타나고 있지 않다. 그러나 변위 연성비( $\Delta/\Delta_y$ )가 증가함에 따라 최대하중의 차이는 점점 증가함을 보이고 있다. 또한 하중-변위 이력 곡선에 나타났듯이 횡보강근이 증가할수록 초기 Cycle에서부터 큰 강성을 갖고 있는 것으로 나타났다. 횡보강근의 체적비가 적은 실험체(2.1%)들은 횡보강근의 체적비가 높은 실험체(3.15%)에 비해 상당한 편칭현상을 보이고 있는 것으로 나타났으며, 특히 횡보강근 체적비가 3.15%인 실험체 중에서 8각형 모양의 보조 횡보강근이 설계된 실험체(간격 37mm)가 같은 횡보강근 체적비(간격 20mm)보다 편칭현상이 적은 것으로 나타났다.

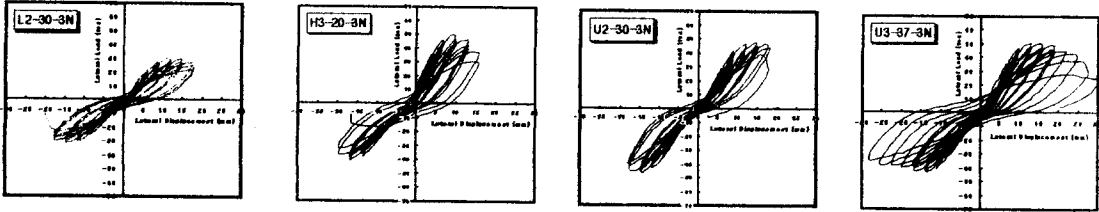


그림 7 하중-변위 이력 곡선

### 3.3 강도 평가

초기 휨균열 및 최대하중의 이론적인 계산값과 실험값을 비교·평가하였다. 휨 균열은 실험체 단면의 최대 인장응력이 콘크리트의 인장강도  $f_t$ 에 도달될 때 발생하며, 이때의 모멘트와 전단력은 아래 식과 같다.

$$M_{cr} = (f_t + N/A_{tr})Z = 1.8\sqrt{f'_c}Z_e + ND/6 \quad (\text{식 1})$$

$$V_{cr} = (2/\ell)(1.8\sqrt{f'_c}Z_e + ND/6) \quad (\text{식 2})$$

여기서,  $N$  = 작용 축력  $A_{tr}$  = 등가 단면적  $Z$  = 단면계수  $Z_e$  = 등가 단면계수  $\ell$  = 기둥의 길이 또한, 고강도 콘크리트 기둥의 최대강도가 횡보강근의 변화에 따라 어떤 영향을 받는지를 다음의 최대 휨강도식<sup>5)</sup>과 최대 전단강도식<sup>5)</sup>으로부터 비교·평가하였다.

#### 1) 최대 휨강도식

- $N < 0.4B \cdot D \cdot f'_c$  일 경우

$$P_{max} = (2/\ell)(0.8a_f y D + 0.5ND \cdot (1 - N/BDf'_c)) \quad (\text{식 3})$$

- $N > 0.4B \cdot D \cdot f'_c$  일 경우

$$P_{max} = (2/\ell)(0.8a_f y D + 0.12BD2f'_c)((N_m - N)/(N_m - 0.4BDf'_c)) \quad (\text{식 4})$$

#### 2) 최대 전단강도식

$$P_{max} = \{0.115k_u k_p(180 + f'_c)/(M/Qd + 0.12) + 2.7\sqrt{P_s f_{yh} + 0.1\sigma_0}\}Bj \quad (\text{식 5})$$

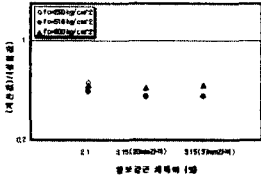
$$P_{max} = \{0.29k_u k_p(180 + f'_c)/(M/Qd + 0.12) + 2.7\sqrt{P_s f_{yh} + 0.1\sigma_0}\}Bj \quad (\text{식 6})$$

$$P_{max} = (0.9 + \sigma_0/250)\{0.115k_u k_p(180 + f'_c)/(M/Q + 0.12) + 2.7\sqrt{P_s f_{yh} + 0.1\sigma_0}\}Bj \quad (\text{식 7})$$

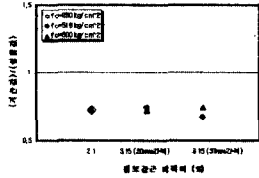
여기서,  $a_t$  = 인장철근량  $f_y$  = 주근의 항복강도  $N$  = 축력  $N_m = BDf'_c + 2a_f y$   $k_u = 1.0$   $k_p = 0.82P_t^{0.23}$   
 $\ell$  = 기둥의 길이  $\sigma_0 = N/B \cdot D$   $M/Qd$  = 전단스팬비  $j = 0.875d$   $P_s$  = 횡보강근비(=as/Bs)  
 $f_{yh}$  = 횡보강근의 항복강도

표 3 평균열강도 및 최대전단강도의 계산값과 실험값의 비교

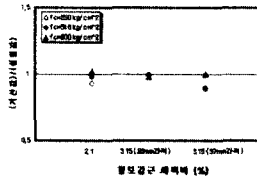
실험체명	Per 실험 (ton)	P <sub>max</sub> 실험 <sup>1</sup> (ton)	Per 식1 (ton)	$\frac{P_{cr} \text{식1}}{P_{cr} \text{실험}}$	P <sub>max</sub> 식5 (ton)	P <sub>max</sub> 식6 (ton)	P <sub>max</sub> 식7 (ton)	$\frac{P_{max} \text{식5}}{P_{max} \text{실험}}$	$\frac{P_{max} \text{식6}}{P_{max} \text{실험}}$	$\frac{P_{max} \text{식7}}{P_{max} \text{실험}}$
L2-30-3N	15.2	36.3	10	0.66	25.96	33.76	31.15	0.72	0.93	0.86
H2-30-3N	30.6	46.6	18.16	0.59	32.95	45.59	50.08	0.71	0.98	1.07
H3-20-3N	33.2	49.8	18.16	0.55	36.83	49.47	55.98	0.74	0.99	1.12
H3-37-3N	32.8	56.3	18.16	0.55	37.66	50.31	57.24	0.67	0.89	1.02
U2-30-3N	31.8	47.9	20.4	0.64	34.74	48.63	55.58	0.73	1.02	1.16
U3-20-3N	33.1	53.6	20.4	0.62	38.62	52.51	61.79	0.72	0.98	1.15
U3-37-3N	32.0	53.6	20.4	0.64	39.45	53.34	63.12	0.74	1.00	1.18



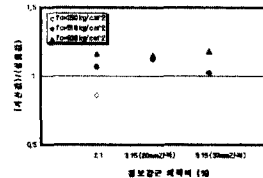
(a) 평균열 강도 비교



(b) 최대전단강도 비교(식5)



(c) 최대전단강도 비교(식6)



(d) 최대전단강도 비교(식7)

그림 8 평균열 강도 및 최대전단강도 비교

### 3.4 연성 능력 및 에너지소산 능력

각 실험체의 변위 연성능력을 다음과 같은 방법에 따라 비교·평가하였다.

$$\mu_{\Delta} = \Delta_{80} / \Delta_y \quad (\text{식 } 8)$$

여기에서  $\Delta_{80}$ 는 하중-처짐 곡선의 최대하중 이후 하향부분을 따라 최대하중의 80%에 해당하는 “최종 처짐”이다. 이러한 연성계수 및 하중-변위이력곡선으로 둘러싸인 면적의 합으로 계산되는 에너지 소산능력을 Sheikh등이 정의한 방법<sup>5)</sup>에 따라 평가하여 다음 표 4에 나타내었으며, 실험체의 하중-변위 곡선을 다음 그림 9에 비교하여 나타내었다

표 4 실험체 연성능력

실험체명	$\Delta_y$ (mm)	$\Delta_{80}$ (mm)	$\mu_{\Delta} = \Delta_{80} / \Delta_y$	누적에너지 소산량
L2-30-3N	7.57	20.48	2.71	2205.7
H2-30-3N	8.6	19.15	2.23	2092.3
H3-20-3N	6.75	19.1	2.83	2793.1
H3-37-3N	8.26	25.12	3.04	4350.1
U2-30-3N	9.88	22.3	2.26	2037.9
U3-20-3N	7.66	21.32	2.78	3374.6
U3-37-3N	7.33	25.42	3.47	5747.8

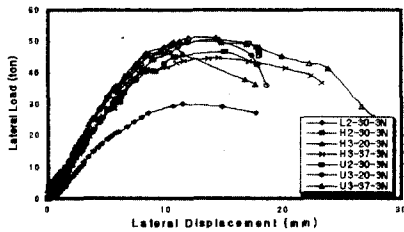


그림 9 하중-변위(Load-Displacement) 곡선

다음의 표 4와 그림 9의 하중-변위 곡선 으로부터 알 수 있듯이 콘크리트 강도가 증가할수록 부재의 연성능력이 감소하는 것을 알 수 있었으며 횡보강근의 체적비가 증가함에 따라 연성능력이 약간 향상됨을 알 수 있다. 그러나, 횡보강근의 체적비가 3.15%로 증가된 실험체중에서 보조 횡보강근이 설계된 실험체의 연성능력은 다른 실험체에 비해 상당히 큰 연성능력을 보이고 있다. 이는 횡보강근의 간격을 조밀하게 설계하는 것보다는 보조 횡보강근을 설계하는 것이 기둥의 코아 콘크리트를 더 효과적으로 구속하여 피복 박리후 코아 콘크리트만의 하중지지능력을 향상시키기 때문인 것으로 판단된다. 또한 동일한 조건에서 고강도 콘크리트가 사용된 실험체의 연성능력은 콘크리트 강도가 낮은 실험체보다는 다소 떨어지는것으로 나타났다. 그림 11에 나타난 바와 같이 하중-변위 이력곡선으로 평가되는 누적에너지소산량은 횡보강근 체적비가 증가함에 따라 증가하는 것을 알 수 있다. 또한 동일한 체

적비에서도 보조횡보강근이 설계된 실험체가 그 증가의 폭이 상당히 커짐을 알 수 있었다. 동일한 간격( $\rho_s=2.1\%$ )에서 고강도 콘크리트일수록 에너지량은 감소하지만, 체적비가 증가( $\rho_s=3.15\%$ )하면서 보조횡보강근이 있는 실험체가 고강도 콘크리트화되면서 그 증가의 폭은 큰 것을 알 수 있다.

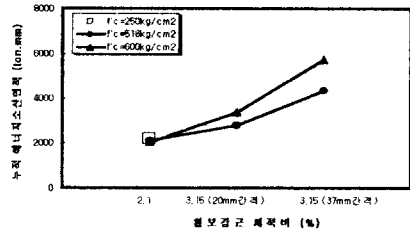
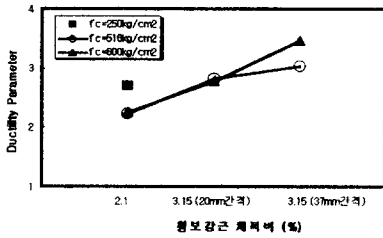


그림 10 횡보강근체적비의 변화에 따른 연성능력

그림 11 횡보강근체적비의 변화에 따른 누적 에너지 소산능력

#### 4. 결론

- 1) 콘크리트 압축강도가 증가할수록 기둥의 하중부담능력은 증가하나, 핀칭(Pinching)현상등으로 인한 불안정한 이력거동으로 취성적인 파괴양상을 나타내었고, 결과적으로 구조물 전체의 내진성능을 감소시키는 것으로 나타났다.
- 2) 기둥의 휨균열발생 하중과 최대하중을 추정함에 있어 휨균열 강도추정식인 [식 1]과 최대전단강도 추정식인 [식 5,7]을 그대로 적용하기에는 다소 문제가 있을 것으로 판단된다. 그러나 최대 전단강도 추정식인 [식 6]은 비교적 실험식과 일치하는 것으로 나타났다.
- 3) 횡보강근의 간격을 좁게 배근하는 것보다는 횡보강근의 간격을 넓게 배근하고, 보조 횡보강근을 동시에 배근하는 경우의 연성능력 및 에너지소산 능력이 더 뛰어난 것으로 나타났다.
- 4) 고강도 콘크리트가 보통강도 콘크리트에 비하여 취성적이고 연성능력이 떨어질지라도 적절한 코어 콘크리트에 대한 횡보강근량이 설계된다면 연성능력을 확보할 뿐 아니라 하중 부담능력도 증가하여 고층건물의 하중부 기둥에 유효하게 사용될 수 있을 것으로 사료된다.

#### 감사의 글

본 연구를 진행함에 있어 세심한 지원을 아끼지 않으신 (주)대상건설 기술연구소 및 한양대학교 초대 형구조시스템 연구센터 관계자 여러분께 감사드립니다.

#### 참 고 문 헌

- 1) ACI, "Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-89)", ACI Committee 318, American Concrete Institute, 1989.
- 2) Guney Ozcebe and Murat Saatcioglu, "Confinement of Concrete Columns for Seismic Loading", ACI Structural Journal, July-Aug., 1987, pp. 308~315
- 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) Park, R., and Sampson, Richard A., "Ductility of Reinforced Concrete Column Sections in Seismic Design", ACI Journal, Proceedings V. 69, NO. 9, Sept., 1972, pp. 543~551.
- 5) Shamin A. Sheikh, Shafits. Khouy, " Confined Concrete Columnss with Stubs", ACI Structural Journal, V.90, NO.4 July Aug.,1993