

긴 세장한 R/C 벽체의 연성능력 Ductility Capacity of Slender-Wide R/C Walls

홍성걸* 조봉호** 강수민** 박홍근*
Hong, Sung-Gul Cho, Bong-Ho Kang, Su-Min Park, Hong-Gun

ABSTRACT

This study investigates the ductility capacity of slender-wide reinforced concrete walls under predominant flexural moment loading. The experimental work for this study aims to provide design guidelines for bar detailing in critical regions under compressive stress, in particular, in case of slender-wide RC walls. According to the experimental observation the Bernoulli hypothesis of linear strain distribution is no longer valid and the ultimate compressive strain of concrete is significantly reduced. It is postulated that the nonlinear strain distribution causes the concentrated compressive stressed region and hence, the premature crushing failure at the toe of walls. The reduced ultimate strain and nonlinear strain distribution need transverse reinforcement for confinement and more realistic models for the strength and displacement estimation of slender-wide RC wall.

1. 서 론

구조물의 내진안전성 확보를 위해서는 예상되는 지진에 대한 성능요구량에 비해 구조물이 보유한 내진능력이 커야 한다. 현행 내진설계는 강도에 기초한 설계로써, 구조물의 연성능력은 구조시스템에 따라 결정되는 반응수정계수의 형태로 설계에 반영된다. 이는 구조물이 그만큼의 연성능력을 보유하고 있다는 가정에서 내진설계가 진행된다는 것을 의미한다. 본 논문에서는 우리나라의 특징적인 구조형태인 아파트 벽식구조에 사용되는 횡보강되지 않은 두께가 얇은 R/C 벽체의 연성도요구량과 연성능력을 실험을 통하여 평가하고 비교하여 그 문제점을 도출하고자 한다.

2. 구조벽체의 특징

국내의 아파트 벽식구조에 사용되는 구조벽체는 미국이나 유럽등지에서 사용되는 구조벽체와

* 서울대학교 건축학과 조교수, 정회원
** 서울대학교 건축학과 박사과정

비교하여 기능상, 형태상의 뚜렷한 차이가 있다. 미국과 유럽등에서 사용되는 구조벽체는 주로 지진하중이나 풍하중 등의 횡력에 대한 저항부재로 사용되며, 연직하중은 기둥이, 공간분할은 비구조재인 칸막이벽이 그 역할을 분담한다. 국내의 아파트 벽식구조(그림 1)에 사용되는 구조벽체는 이 세가지 역할을 모두 부담하며, 따라서 다음과 같은 특징을 갖는다.

- (1) 주거공간의 확보를 위해 벽체의 두께가 18~20 cm 로 매우 얇으며 따라서 벽체의 길이대 두께비가 매우 크다.
- (2) 구조벽체가 연직하중까지 부담하므로 초고층 아파트의 경우 벽체의 하부에 콘크리트 강도의 20%에 달하는 큰 압축력이 작용한다. 또한 지진하중이나 풍하중 작용시 벽체의 하부에 매우 큰 휨모멘트가 작용하며, 소성힌지영역의 비탄성거동이 예상된다.
- (3) 아파트 벽식구조의 내진설계에서는 반응수정계수를 3 또는 3.5 를 사용하는데, 3 을 적용하는 경우 벽체단부에 U형 철근 외에 횡보강 철근을 배근하지 않는다.

3. 구조벽체의 휨거동

휨거동이 지배적인 구조벽체의 소성힌지 영역은 대부분의 비탄성 변형이 집중되는 영역으로, 소성힌지의 연성능력이 시스템의 연성능력을 좌우한다. 소성힌지 영역을 해석하고 설계하는 데 있어, 휨모멘트를 받는 부재단면의 선형 변형율분포를 가정하는 Bernoulli 의 가설을 적용하는 데에는 다음과 같은 문제가 있다.

- (1) 일반적으로 깊은보와 비교적 큰 전단력을 받는 부재는 Bernoulli 의 가설이 잘 맞지 않는 것으로 알려져 있다.(Park & Paulay, 1976) 구조벽체는 춤이 깊고 비교적 큰 전단력을 받는 대표적인 부재로 소성힌지 영역은 전단응력이 압축영역의 콘크리트에 집중되며 압축변형율이 증가한다.
- (2) Oesterle(1986)은 20 개 이상의 전단벽 실험을 통해 소성힌지영역의 변형율분포가 비선형분포임을 밝힌 바 있다.(그림 2) Oesterle(1986)은 소성힌지 영역에 “fan” 형태의 균열양상이 발달할 경우, 인장균열이 발생한 인장영역의 변형율(그림 2 의 l_T 영역)과 압축영역의 변형율(그림 2 의 l_C 영역)사이에 적합조건이 만족되어야 하며, 따라서 압축영역의 콘크리트 변형율이 집중되는 것으로 설명하였다

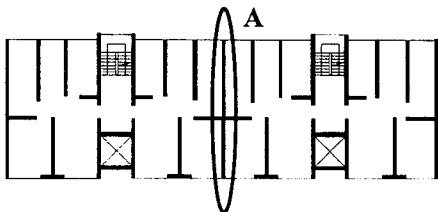


그림 1 아파트 벽식구조의 평면

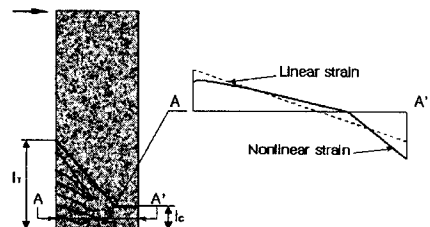


그림 2 소성힌지에서의 비선형 변형율 분포

아파트 벽식구조에 사용되는 구조벽체와 같이 두께비가 큰 벽체의 경우 이러한 비선형 변형율분포가 심화되리라 예상되며, 이 경우 콘크리트 압축영역의 변형을 증가에 따른 조기 압축파괴에 의해 벽체의 연성능력이 저하될 수 있다.

4. 실험계획

(1) 실험개요

아파트 벽식구조에 사용되는 두께가 얇고 세장한 구조벽체의 소성인성 영역에서의 연성능력평가를 위해 3/10 축소 시험체에 대한 구조실험을 수행하였다. 대상 구조벽체는 그림 1 의 평면에서 단방향 지진에 대한 주된 횡저항 부재인 A 벽체로, 벽체의 길이를 3m, 벽체의 두께를 6cm, 높이를 22.5m 로 가정하였다. 역삼각형 횡하중분포를 벽체상부의 집중하중으로 치환하면 벽체의 높이는 15m 로 가정할 수 있다. 시험체는 높이를 3m 로 하여 실제 벽체의 하부와 동일한 하중조건으로 횡력과 휨모멘트 및 축력을 작용하여 대부분의 비선형 변형이 집중되는 벽체 하단부의 거동만을 살펴보았다.

(2) 시험체 설계

수직철근량과 배근 방식을 달리하여 두 개의 시험체를 설계하였다. W4 는 0.4%의 수직철근비를 갖으며 등분포로 배근하였고, Wc 는 웨브의 수직 철근비는 0.25% 이며, 단부의 철근비는 2.54%로 단부에 주근을 집중배근하였다. 시험체의 수직철근비는 최소철근비, 철근의 간격, 벽체의 안정성등을 고려하여 실제 구조물의 철근비보다 상향조정하였다. 수평철근은 두 개의 시험체 모두 최소철근비인 0.25%를 배근하였다. 단부의 횡보강근은 배근하지 않았다.

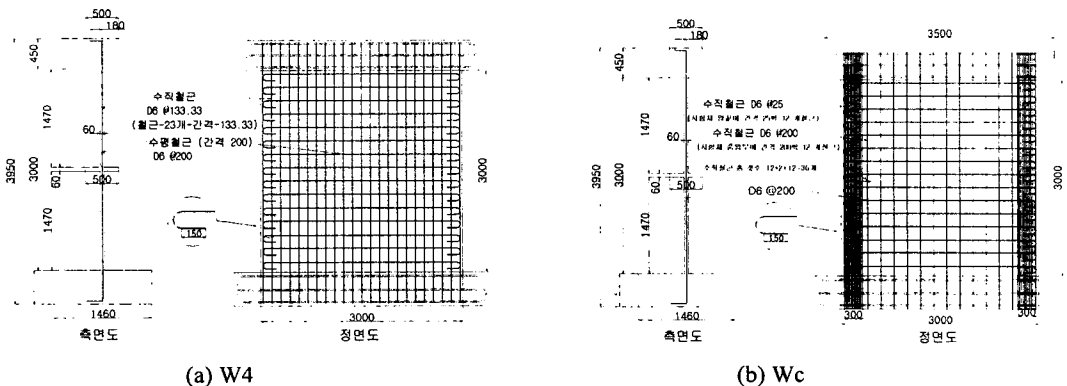


그림 3 시험체 상세

(3) 재료실험 결과

축소시험체 제작시 콘크리트는 최대골재크기를 0.8cm 로 제한하였고, 철근은 6mm

원형강봉을 열처리하여 사용하였다. 콘크리트와 철근의 재료성질은 다음과 같다.

표 1 재료실험 결과

콘크리트		철근(D6)	
압축강도(28 일 강도)	$f'_c = 240 \text{ kg/cm}^2$	항복강도	$f_y = 2976 \text{ kg/cm}^2$
		인장강도	$f_u = 4321 \text{ kg/cm}^2$

(4) 실험장치 및 계측장치

벽체 하단부에 작용하는 하중조건과 동일하도록 2 개의 수직 액추에이터와 1 개의 수평 액추에이터를 이용하여 휨모멘트 및 전단력을 가력하였고, 오일잭을 이용하여 $0.138A_g f'_c$ (60 ton)의 축력이 유지되도록 가력하였다.(그림 4) 실제 하중조건과 같은 모멘트를 가력하기 위해 세개의 액추에이터 A: B: C 의 하중비를 1: 2.3 : -2.3 으로 유지하였다. 결과적으로 시험체의 전단스팬비 $M/(VD)$ 는 5.08 로 계산된다. 액추에이터 A 는 변위조절방법으로 가력되며 B 와 C 는 A 에서 출력되는 하중을 입력으로 하여 하중조절방법으로 가력된다. 그림 5 와 같이 액추에이터 A 를 통해 동일 변위를 2 번씩 반복하여 횡변위/시험체 높이비(Δ/h)의 값을 0.02%, 0.04%, 0.08%, 0.12%, 0.2%, 0.24%, 0.36%, 0.44%, 0.56%, 0.7%, 0.84%, 1%, 1.5%, 2%, 2.5% 로 증가시키며 가력하였다. 면외좌굴 방지를 위해 중간 슬래브와 상부가력보에 보조프레임을 설치하였고, 29 개의 철근용 strain gage 와 16 개의 LVDT 를 이용하여 변형을 및 변위를 계측하였다.

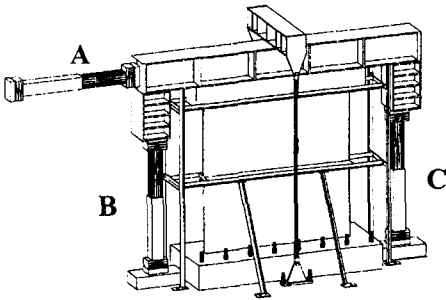


그림 4 실험 장치도

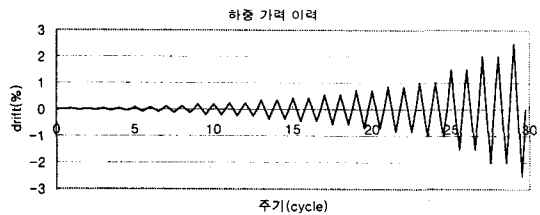


그림 5 하중가력이력

3. 변위요구량 및 연성도요구량

실험대상 벽체에 요구되는 변위연성도 및 곡률연성도를 Paulay & Priestly(1992)가 제안한 방법에 따라 구해보면 다음과 같다. 대상 벽체의 횡방향길이는 $h_w = 3\text{m}$, 등가 SDOF 시스템의 높이는 $l_w = 15\text{m}$ 로 놓고 계산한다.

(1) 변위연성도 요구량 : 반응수정계수 $R=3$ 으로 가정할 경우, 동일변위가정에 따라

변위연성도 요구량 $\mu_\Delta = 3$ 이 된다.

(2) 소성힌지 길이 : $l_p = 0.5h_w = 1.5\text{m}$ (1층 슬래브까지의 높이로 가정)

(3) 벽체 단면의 항복 곡률 : $\phi_y = 2\varepsilon_y / h_w = 1 \times 10^{-6} \text{ (rad/mm)}$

(4) 곡률연성도 : $\mu_\phi = 1 + \frac{(\mu_\Delta - 1)}{3(l_p / l_w)[1 - 0.5(l_p / l_w)]} = 8.01$

(5) 곡률연성도와 항복곡률로부터 최대곡률(곡률 요구량)을 구하면 다음과 같다.

$$\mu_\phi = \phi_m / \phi_y, \quad \phi_m = 8.01 \times 10^{-6} \text{ (rad/mm)}$$

위 계산결과에 따르면 실험대상 벽체에 대해 반응수정계수 $R=3.0$ 으로 내진설계하는 경우, 벽체의 하단부는 $\phi_m = 8.01 \times 10^{-6} \text{ (rad/mm)}$ 의 곡률을 발휘해야 함을 알 수 있다.

5. 실험결과

(1) 파괴양상

W4 시험체는 그림 6에서 볼 수 있듯이 휨 인장균열이 충분히 발전하기 전에 압축 크러싱에 의해 파괴되었다. 최초의 균열은 5 번째 주기하중시 벽체 하단부에 발생하였으며 17 번째 주기하중시 기초면에서 1m 상단에서 콘크리트의 압축크러싱과, 콘크리트 박리로 인한 횡보강되지 않은 주철근의 좌굴이 발생하며 파괴되었다. Wc 시험체는 5 번째 주기하중시 슬래브 하단에서 최초 균열이 발생하였으며 가력사이클이 진행되면서 벽체 전체 높이에 걸쳐 골고루 휨균열이 발생하였다. 19 번째 주기하중에서 벽체의 중간부분에서 면외방향 좌굴에 의해 파괴되었다. 좌굴에 의한 파괴 직전에 기초 바로 위 지점에서 압축크러싱이 상당히 진행되었으므로 최종 파괴양상은 압축파괴와 국부좌굴이 복합된 것으로 볼 수 있다.

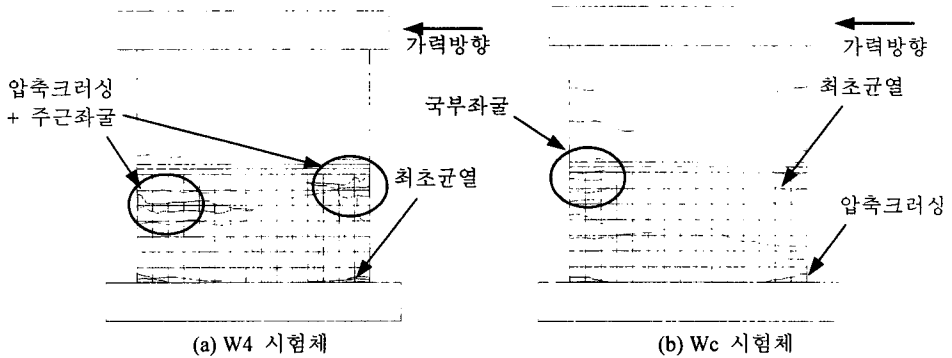


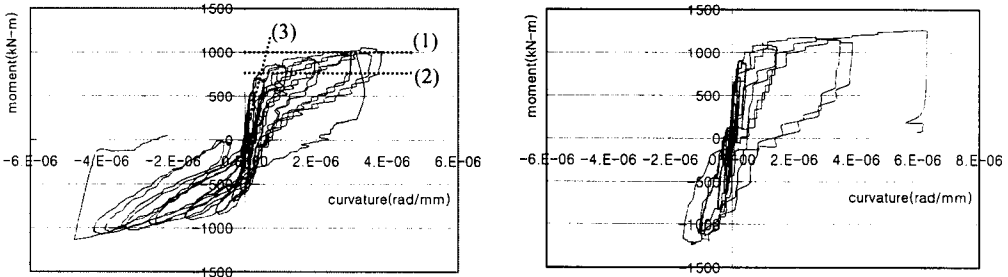
그림 6 시험체의 최종 파괴 양상

(2) 모멘트-곡률곡선

그림 7은 기초부에서 40cm 상부위치까지의 변위를 측정한 LVDT로부터 구한 벽체하부의 곡률값과 모멘트의 상관관계를 나타낸 그래프이다. W4와 Wc 모두 인장철근의 항복 이후 가력사이클의 증가에 따른 강도저하현상 없이 갑작스런 파괴를 일으킨 것을 볼 수

있다.

항복곡률은 명확하게 나타나지 않지만 최대강도직선과 원점과 최초항복점을 연결한 직선이 만나는 점(그림 7(a)의 직선 (1)과 직선 (3)이 만나는 점)의 곡률을 항복곡률로 정의하면(Paulay & Priestly, 1992), W4 시험체의 경우, $\phi_y = 0.6 \times 10^{-6}$ (rad/mm) 정도이다. Wc 시험체의 경우, LVDT 오작동으로 인해 (-)방향의 곡률값이 작게 나타나는데, 따라서 항복곡률을 정의하기 어렵다. 최대 곡률은 W4 시험체는, $\phi_{m(+)} = +3.8 \times 10^{-6}$ (rad/mm), $\phi_{m(-)} = -4.6 \times 10^{-6}$ (rad/mm)이고, Wc 시험체의 경우는 $\phi_{m(+)} = 6 \times 10^{-6}$ (rad/mm)이다. W4 시험체의 곡률연성도와 최대곡률을 4 절에서 구한 값과 비교해 보면, 연성도 요구량에 비해 곡률연성도는 80~90%, 최대곡률은 50~60%정도 밖에 연성능력을 발휘하지 못하는 것으로 볼 수 있다.



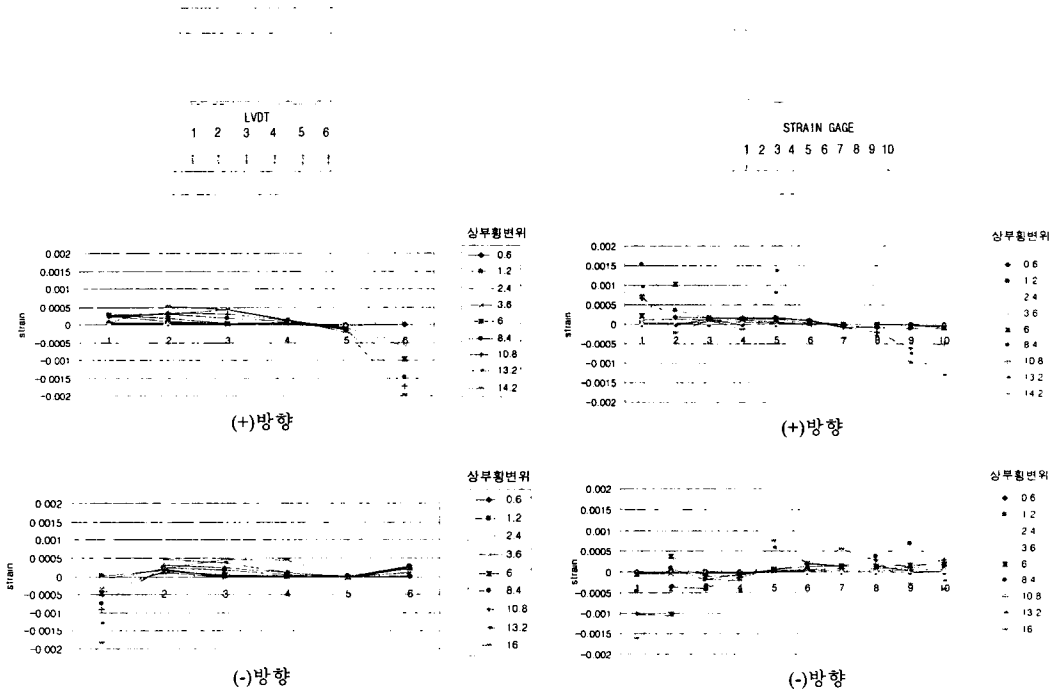
(a) W4 시험체

(b) Wc 시험체

그림 7 모멘트-곡률관계

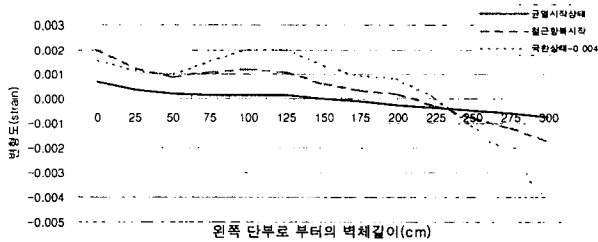
(3) 비선형 변형을 분포

W4 시험체의 조기 압축파괴의 중요한 원인으로 3 절에서 살펴본 비선형 변형을 분포를 들 수 있다. 그림 8(a)의 W4 시험체 하단에 설치한 변위계로부터 구한 변형률분포는 가력사이클이 증가함에 따라 인장측의 변형률은 기울기가 완만해지며 압축측의 변형률은 기울기가 급격히 증가하는 비선형 분포를 나타낸다. 그림 8(b)의 W4 시험체 기초부와 벽체가 만나는 위치의 철근에 부착한 strain gage 로부터 읽은 변형률 분포 역시 국부 균열의 영향으로 부분적으로 편차를 보이지만 비선형 변형률 분포를 나타냄을 볼 수 있다. 그림 8(c)의 유한요소 해석(Park, 1994) 역시 유사한 결과를 나타내며 이와 같은 비선형 변형률 분포는 압축영역의 전단응력 집중 및 그림 2 에서 언급한 휨 인장균열 발생 이후의 적합조건 만족을 위한 변형도 집중 등의 원인이 복합적인 작용했기 때문으로 판단된다.



(a) 변위계로부터 읽은 변형율분포

(b) 철근 strain gage 로부터 읽은 변형율분포



(c) 유한요소해석에 의한 변형율 분포

그림 8 W4 시험체의 하단부에서의 변형율분포

(4) 극한 압축 변형율

그림 8 의 (a)와 (b)를 보면 W4 시험체가 압축 크러싱에 의해 파괴될 때의 콘크리트 변형율이 대략 0.002 정도의 값을 나타냄을 알 수 있다. Wallace(1995)와 Paulay(1986)등은 벽체설계시 콘크리트의 확보강이 필요한 콘크리트 극한 압축 변형율을 기둥의 실험결과를 적용하여 0.004 이상인 경우로 보았으나, 본 실험결과에서 볼 수 있듯이 두께가 매우 얇고 세장한 벽체의 경우 확보강되지 않은 콘크리트의 극한 압축변형율을 0.002 로 보는 것이 타당하다.

7. 결론

- (1) 국내의 고층아파트 벽식구조에 사용되는 횡보강되지 않은 두께가 얇은 세장한 R/C 벽체의 축소시험체에 대해 벽체 하단부의 소성힌지영역과 동일한 하중조건으로 주기하중에 대한 실험 결과 충분한 연성을 발휘하지 못하고 조기에 압축파괴를 일으켰다.
- (2) 실험결과 소성힌지영역의 곡률연성도 및 최대 곡률은 변위연성도 요구량을 반응수정계수와 동일한 값인 3으로 가정했을 때 요구되는 연성도 요구량에 미치지 못하며, 따라서 벽체단면에 횡보강근을 배근하지 않기 위해서는 반응수정계수를 3보다 작은 값으로 사용해야 한다.
- (3) 휨모멘트를 받는 구조벽체의 소성힌지 영역에서의 변형을 분포는 인장변형율의 기울기가 완만해지고 압축변형율의 기울기가 급격히 커지는 비선형 분포를 나타내며, 이로 인해 압축변형을 집중으로 인한 조기 압축파괴가 발생할 수 있다.
- (4) 실험결과 횡보강되지 않은 두께가 얇은 세장한 벽체에서 콘크리트의 극한 압축변형율은 0.002로 기존 연구자들이 제안한 0.004에 비해 매우 작으며 따라서 벽체의 연성도 확보를 위해서는 압축변형율이 0.002 이상인 경우, 적절한 횡보강 상세가 필요하다.

감사의 글

본 연구는 “97년도 건설기술연구개발사업 제 4세부과제 2차년도 연구”의 연구비 지원으로 수행되었으며 이에 감사드립니다.

참고문헌

1. Oesterle, R. G. “Inelastic Analysis for In-Plane Strength of Reinforced concrete Shear Walls.” Ph.D. dissertation, Northwestern Univ., Evanston, IL, 1986
2. Paulay, T. “The design of ductile reinforced concrete structural walls for earthquake resistance.” Earthquake Spectra, 2(4), 1986
3. Paulay, T. and Priestley M. J. N. “Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings.” John Wiley & Sons, Inc., New York, 1992.
4. Park, H. “Nonlinear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Planar Structures.” PhD thesis. Univ. of Texas at Austin. Tex. 1994
5. Park, R. and Paulay, T. “Reinforced Concrete Structures.” John Wiley & Sons. New York, 1976
6. Wallace, J. W. “Seismic Design of RC Structural Walls. Part I: New Code Format.” Journal of the Structural Engineering, ASCE, 121, 1995