

# 경계요소를 가진 철근콘크리트 전단벽의 비선형 해석을 위한 간편 모델

## A Simple Model for the Nonlinear Analysis of an RC Shear Wall with Boundary Elements

김태완<sup>1)</sup> · 정성훈<sup>2)</sup> · 유태상<sup>3)</sup>

Kim, Tae-Wan · Jeong, Seong-Hoon · You, Tae-Sang

**국문 요약** >> 경계요소를 가지는 철근콘크리트 전단벽의 비선형 해석을 위한 간편 모델을 제안하였다. 이 간편 모델은 전단벽의 휨 및 전단 거동을 스프링요소로 나타낸 거시적 모델이다. 휨거동은 벽체의 단면해석을 기초로 한 모멘트강도와 회전능력을 벽체 양단의 수직 스프링요소로 나타내었다. 경계요소를 가지는 전단벽은 휨거동에 의해 지배되므로 전단거동은 휨거동에 바탕하여 변수를 계산하였고 중앙부 수평 스프링요소로 나타내었다. 제안된 모델은 전단벽 정적이력시험 결과와 비교한 후 비선형동적해석을 수행하여 사용된 이력법칙 및 변수들의 타당성을 조사하였다. 비선형동적해석을 이용한 변수연구를 통하여 내진성능평가의 주요변수인 요구값과 성능값에 미치는 영향을 검토하였다. 그 결과 전단력-전단변형 관계에서 약간의 차이가 있지만 전단벽의 전체거동은 잘 일치하였으며, 주요 변수의 변화에 대해 요구값과 성능값도 일정하게 변화하므로 제안된 해석모델은 경계요소를 가진 철근콘크리트 전단벽에 알맞은 것으로 판단된다.

**주요어** 전단벽, 철근콘크리트, 경계요소, 해석모델, 거시적 모델, 지진해석

**ABSTRACT** >> A simple model for reinforced concrete shear walls with boundary elements is proposed, which is a macro-model composed of spring elements representing flexure and shear behaviors. The flexural behaviour is represented by vertical springs at the wall ends, where the moment strength and rotational capacity of the wall are based on section analysis. The shear behaviour is represented by a horizontal spring at the wall center, where the key parameters for the shear behavior are based on the flexural behaviour since the shear walls with boundary elements are governed by the flexure. The proposed model was prepared with the results of hysteretic tests of the shear walls, and then the reliability of the hysteretic rule and variables was investigated by nonlinear dynamic analyses. Using parametric study with nonlinear dynamic analyses, the effect of the variables on demand and capacity, which are major parameters in seismic performance evaluation, are investigated. Results show that the measured and calculated shear forces versus the shear distortion relationships are slightly different, but the global response is well simulated. Furthermore, the demand and capacity are also changed in a similar way to the change in the major parameters so that the proposed model may be appropriate for reinforced concrete shear walls with boundary elements.

**Key words** Shear wall, Reinforced concrete, Boundary element, Analytical modelling, Macro-model, Seismic analysis

### 1. 서론

현행 건축구조설계기준에 따르면 내진설계 적용대상 건물은 탄성구조해석을 이용하여 안정성을 확보하도록 규정되어있다. 탄성구조해석에서는 설계스펙트럼 가속도로부터

계산된 건물의 탄성지진하중을 반응수정계수로 나누어 설계하중을 계산한다. 여기서, 반응수정계수(R)는 건물의 종류와 재료에 따라 1.5에서 8 사이의 값을 가진다. 탄성구조 해석으로 설계된 건물은 지진하중으로 인해 비탄성 변위를 보인다고 예상된다. 설계스펙트럼 가속도로부터 계산되는 탄성변위에 변위증폭계수를 곱하여 건물의 최대변위를 계산하고, 허용변위와 최대변위를 비교하여 구조설계의 적합성 여부를 판단한다. 철근콘크리트 특수전단벽(Reinforced Concrete Special Shear Wall)의 경우 반응수정계수 R=6, 변위증폭계수  $C_d=5$ 이며, 허용 층간변위비는 0.02이다. 이상의 방법에 의한 내진설계는 인명안전(Life Safety)수준을 성능의 목표로 정하는 것이 일반적이다.

<sup>1)</sup> 정회원·강원대학교 건축공학과, 조교수

<sup>2)</sup> 정회원·인하대학교 건축공학과, 조교수  
(교신저자: jeong@inha.ac.kr)

<sup>3)</sup> 정회원·인하대학교 건축공학과, 석사과정

본 논문에 대한 토의를 2011년 10월 31일까지 학회로 보내 주시면 그 결과를 게재하겠습니다.

(논문접수일 : 2011. 5. 12 / 수정일 : 2011. 7. 25 / 게재확정일 : 2011. 7. 25)

© 2011EESK www.eesk.or.kr

탄성해석에 의한 내진설계방법이 구조설계과정에 널리 사용되고 있지만 여러 단점들이 있으며, 이를 보완할 수 있는 새로운 설계방법과 평가과정이 여러 연구자들에 의해서 개발되고 있다. 비탄성해석은 탄성해석에 비해 구조물의 지진 거동을 정밀하게 예측할 수 있음에도 불구하고 건축구조 설계에 일반적으로 사용되지 않는 이유 중 하나는 쉽고 널리 적용 가능한 모델링과 해석프로그램이 부족하기 때문이다. 일부 구조설계회사에서 비선형모델을 사용하여 건물의 지진거동을 예측하고 내진성능을 평가하여 이를 설계에 반영하는데 노력하고 있지만, 현재 이용 가능한 비선형해석 프로그램은 다소 사용하기 복잡하며 매우 전문화된 지식을 필요로 한다.

내진설계 및 평가과정에서 성능기초설계(Performance Based Design)의 개념이 널리 적용되고 있다. 성능기초설계는 성능목표를 만족시키기 위해 재해수준에 따라 성능수준을 조절하는 방법으로, FEMA 273<sup>(1)</sup>에서는 50년에 10% 초과 확률의 지진에 대하여 즉시거주 성능수준을, 50년에 2% 초과 확률의 큰 지진에 대해서는 붕괴방지 성능수준에 맞추어 설계하도록 정해져 있다. 성능설계의 목적은 다양한 지진 시나리오에 대하여 건물의 손상이 일정 수준을 넘지 않도록 내진성능을 확보하는 것이며, 이를 효과적으로 달성하기 위해서는 비선형 해석이 수반되어야 한다.

비선형 해석을 이용한 강구조 건물의 내진성능 평가는 Foutch et al.<sup>(2)</sup>의 연구를 비롯하여 여러 연구자들에 의해서 수행되어 왔다. Foutch et al.<sup>(2)</sup>의 연구에서는 보-기둥 접합부와 부재의 비선형 거동을 모두 반영한 해석모델을 DRAIN-2DX<sup>(3)</sup>로 생성하여 대표 지진파를 적용한 비선형 해석에 이용하였다. 이상의 방법은 철근콘크리트 건물의 모델링에도 적용이 가능하며<sup>(4)</sup>, 본 연구에서는 이 과정을 경계요소를 가진 철근콘크리트 전단벽 건물로 범위를 확장하여 적용한다. 본 연구에서 제시된 전단벽의 모델은 단면해석을 기초로 하며 웹(Web)의 비구속 콘크리트, 경계요소의 구속된 콘크리트, 그리고 주철근의 특성을 반영시킬 수 있다.

또한 실험에서 관찰된 강성 및 강도 저감과 핀칭(Pinching) 효과를 해석 모델링에 적용시켰다.

## 2. 특수전단벽의 개요

과거에는 전단벽 설계에서 횡하중으로 발생하는 경계지역의 응력을 고려하여 상세를 결정하는 응력기초설계(Stress-Based Design)를 사용하였다. 하지만, 응력기초설계는 전단벽의 변형능력을 과소평가하여 경계지역의 구속 콘크리트의 횡보강이 과다해지는 경향이 있다.<sup>(5)</sup> 응력기초설계보다 효율적이고 유연한 설계를 위해 변위기초설계(Displacement Based Design)가 제안되었는데<sup>(6)</sup>, 이 방법에서는 압축단부의 변형을 고려하여 경계지역의 상세를 결정하게 된다. 탄성지진 하중에 의한 전단벽의 상부 변위로 부터 벽체 하부에 발생하는 최대압축변형률을 계산하고, 최대압축변형률이 0.004를 초과하는 경우 압축단부의 압축파괴 및 철근의 좌굴이 발생하지 않고 전단벽이 연성거동을 할 수 있도록 경계지역을 횡보강한다.

최근 국내 건축구조설계기준 KBC2009<sup>(7)</sup> 및 미국 콘크리트기준 ACI318-08<sup>(8)</sup>에서는 위에서 설명한 변위기초설계를 활용하여 특수전단벽의 경계지역 상세설계를 결정하도록 하고 있다. 설계기준에 의한 특수전단벽은 압축단부에 엄격한 횡보강으로 높은 하중저항능력과 큰 변형량이 확보된다. 현재 건축구조설계기준에 의하면 표 1에서와 같이 내진설계범주가 A, B, C인 건축물의 경우 특수전단벽과 보통전단벽 중 선택하여 설계할 수 있다. 내진설계범주가 D인 경우 60m 이하에서 다른 범주와 동일하게 특수전단벽과 보통전단벽 중 선택하여 사용할 수 있으나, 60m 이상의 경우에는 특수전단벽을 의무적으로 사용하여야 한다.

특수전단벽과 보통전단벽은 지진하중에 대한 전단벽 설계 시 경계지역의 횡보강 적용검토 여부에 따라 구분지어진다. 특수전단벽을 사용하여 횡보강하는 경우, 반응수정계수가 높아지게 되어 경우에 따라 탄성지진하중을 감소시켜

〈표 1〉 지진력저항시스템에 대한 설계계수(KBC 2009)<sup>(7)</sup>

기본 지진력저항시스템	설계계수			시스템의 제한과 높이(m) 제한		
	반응수정계수 R	시스템초과강도계수 $\Omega_0$	변위증폭계수 $C_d$	내진설계범주 A, B	내진설계 범주 C	내진설계 범주 D
1. 내력벽 시스템						
1-a. 철근콘크리트 특수전단벽	5.5	2.5	5.5	-	-	-
1-b. 철근콘크리트 보통전단벽	4.5	2.5	4	-	-	60m
2. 건물골조 시스템						
2-a. 철근콘크리트 특수전단벽	6	2.5	5	-	-	-
2-b. 철근콘크리트 보통전단벽	5	2.5	4.5	-	-	60m

전단벽을 경제적으로 설계할 수 있다. 하지만 횡보강에 의하여 시공성 및 경제성 저하가 수반될 수 있으므로 특수전단벽의 적용은 신중하게 선택되어야 한다.<sup>(9)</sup>

강수민, 김재요의 연구<sup>(9)</sup>에서 변위기초설계를 이용한 특수전단벽을 고층건물설계에 적용하여 항복변형의 기여도를 변수해석을 사용하여 분석하였다. 고층건물 특수전단벽의 전체변형에 항복변형이 미치는 기여도가 50% 이상으로 항복변형을 무시 할 수 없으며, 기존 설계식에 최하단의 항복변형을 반영하여 새로운 설계식을 제안하였다.

### 3. 철근콘크리트 전단벽 건물 모델

철근콘크리트 전단벽의 해석을 위해서 다양한 해석 모델이 제안되어 왔으며, 이들은 미시적(Micro)모델과 거시적(Macro)모델로 분류될 수 있다. 미시적모델은 역학적 이론으로부터 유도되며 주로 유한요소방법을 사용하여 적용된다. 거시적모델은 실험결과를 기초로 모델링하는 현상학적 방법이다.

미시적모델은 부재의 상세하고 복잡한 모델링과정과 유한요소해석 프로그램에 의한 적용과정이 필요하여, 모델링과 결과분석에 많은 시간을 필요로 한다. 따라서 전단벽을 포함한 건물 전체의 해석에는 그 사용이 제한된다. 즉, 미시적모델은 국부적인 피해를 파악하는데 유용하지만, 건물의 내진성능 평가에서 국부거동보다 전체거동을 파악하는 것이 더욱 중요하다는 점을 고려할 때 실용적인 해석모델로서는 적합하지 않다.

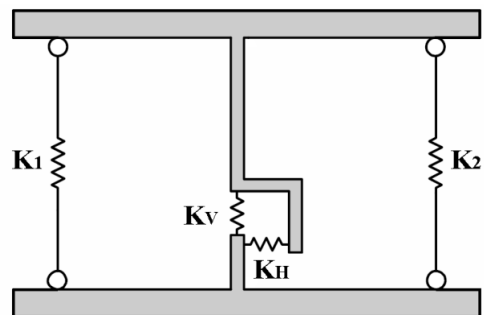
거시적모델은 미시적모델에 비해서 사용하기에 편리한 반면, 모델링이 유도되는 조건에서만 해석결과가 유효하다는<sup>(10)</sup> 제한사항이 있다. 거시적모델은 부재의 단순화된 모델링으로서 전체거동을 잘 나타낼 수 있어 편리하게 사용된다. 예를 들어, 보의 연단에 소성힌지(Plastic Hinge)가 발생한다고 가정하여 복잡한 이력거동의 회전스프링을 연단에 배치하는 방법으로 보를 효과적으로 모델링 할 수 있다.<sup>(4)</sup> 철근콘크리트 전단벽의 거시적모델에는 등가보요소모델(The Equivalent Beam Element Model), 등가트러스요소모델(The Equivalent Truss Element Model), 그리고 수직부재요소모델(The Vertical Line Element Model)이 사용된다. 이러한 모델들은 Vulcano and Bertero<sup>(10)</sup>와 Linde<sup>(11)</sup>의 연구에서 보다 자세히 논의되어 있다.

철근콘크리트 전단벽의 수직부재요소모델은 Kabeyasawa et al.<sup>(12)</sup>에 의해 처음 제안되었다. 모델링은 양 가장자리 수직스프링과 중앙의 회전스프링으로 벽체의 휨거동을 나타내며, 중앙의 수평스프링으로 전단거동을 나타낸다. Vulcano

et al.<sup>(13)</sup>에서 중앙의 회전스프링을 제거하고 수직스프링의 수를 최소 4개 이상으로 증가시켜 휨거동을 더욱 정밀하게 예측할 수 있도록 하였다. 그림 1과 같이 Linde<sup>(11)</sup>에서는 Kebeyasawa et al.의 모델에서 회전스프링을 생략하여 상·하 강체보에 3개의 수직스프링과 하나의 수평스프링을 사용하여 더욱 단순한 모델링과 명확한 운동방정식을 개발하였다. Orakcal et al.<sup>(14)</sup>에서 더욱 정밀한 콘크리트와 철근의 이력법칙을 적용한 수직스프링을 사용하여 Vulcano et al.<sup>(13)</sup>의 모델을 개선시켰다. 이러한 모델들은 전단벽이 휨거동에 지배를 받는 경우 벽의 경계기동을 양단 수직스프링으로 나타내어 모멘트-곡률 관계를 잘 나타낼 수 있다. 하지만 수평스프링은 다양한 조건의 전단거동을 정확하게 나타내지 못하여 전단거동이 지배적인 경우 실제 전단벽을 완벽하게 모사하지 못하였다. 이러한 단점을 해결하기 위해 다양한 전단모델들이 소개되었지만 만족스러운 결과를 주진 못하였다. 결국 거시적모델의 사용자들은 수평스프링의 수직위치와 같은 모델의 일부 변수를 변화시켜 간접적으로 실험결과와 일치시켰다.

거시적모델에 결함이 있는 다른 이유 중 하나는 휨 항복 이후 발생하는 소성힌지지역의 전단거동이 일반적인 전단력-전단변형 관계와 같지 않다는 점이다. 전단벽이 휨에 지배되는 경우 전단항복은 발생하지 않으며, 전단벽의 강도는 최대전단강도에 도달하지 않는다. 실험 초기에는 전단벽 경계지역에 수평(휨)균열이 발생하고, 이후 웹지역에 경사진(전단)균열이 발생한다. 높이가 낮은 전단벽실험의 마지막이 되어서야 벽 하단에 경사진(전단)균열이 발생하기 시작한다. 따라서 전단변형은 전단균열 이전에 발생하는 휨균열과 관련되어 있다. 또한 전단변형은 균열의 열림과 닫힘 때문에 발생하는 핀칭 모양(Pinched Shape)을 가진다.

본 논문에서는 철근콘크리트 전단벽을 모델링하기 위해 그림 1의 Linde<sup>(11)</sup>에서 제안된 거시적모델을 사용하였다. Linde의 전단벽 모델은 벽체의 단면해석으로부터 계산된 모멘트-곡률 관계를 양단수직스프링의 하중-변위 관계로 변



〈그림 1〉 벽체 모델(Linde<sup>(11)</sup>)

화시켜 휨거동을 묘사하며, 휨에 의한 중앙부분의 수직길이 변화는 존재하지 않는다. 그림 2(a)와 같이 전단벽모델의 휨 거동은 강도감소를 포함하고 있으며, 강도감소는 이전 사이클의 항복모멘트강도  $M_y$ 에 일정한 계수를 곱하여 다음 사이클의 항복모멘트강도  $M_{yn}$ 를 계산한다. 모멘트-회전 이력곡선은 모멘트의 작용방향이 전환되면 이전 단계의 최대변위와 항복모멘트강도로 이동하는데, 이는 휨거동에 핀칭효과가 포함되지 않는 것을 의미한다.

전단벽의 전단거동은 중앙에 위치한 수평스프링으로 나타내며, 그림 2(b)의 전단이력곡선은 핀칭과 슬립현상(Slip Hysteresis)을 포함하고 있다. 전단거동은 휨거동과 달리 이력곡선이 우회하여 항복점으로 향하는 핀칭현상을 보인다. 핀칭현상에 의해 이력곡선은 이전 단계의 최대변위와 핀칭력의 교차점을 향해 이동하다 균열이 닫히며 항복점으로 향한다. 또한 전단이력곡선의 각각의 사이클마다 슬립에 의해

발생하는 공간을 확인할 수 있다. 앞서 언급한 바와 같이 전단벽의 전단거동은 주로 휨거동에 의해 영향을 받으므로, 강성을 제외한 전단이력곡선의 변수들은 휨거동을 기초로 계산한다. 항복전단강도( $V_y$ )는 항복모멘트강도( $M_y$ )로부터, 핀칭전단력( $V_g$ )은 균열모멘트강도( $M_{cr}$ )로부터 계산한다. 또한 휨거동과 마찬가지로 전단거동의 이력곡선은 강도감소를 포함하고 있다.

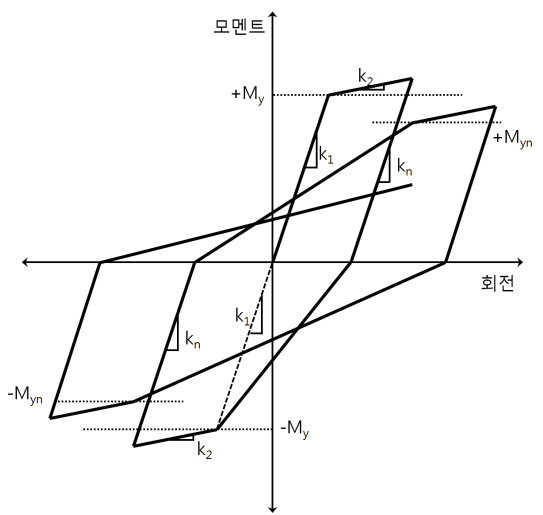
제하강성저하계수(Unloading Stiffness Factor)( $\gamma$ )는 0.5이며 다음과 같이 나타내어진다.

$$k_n = k_1 \left( \frac{\delta_y}{\delta_{max}} \right)^\gamma \tag{1}$$

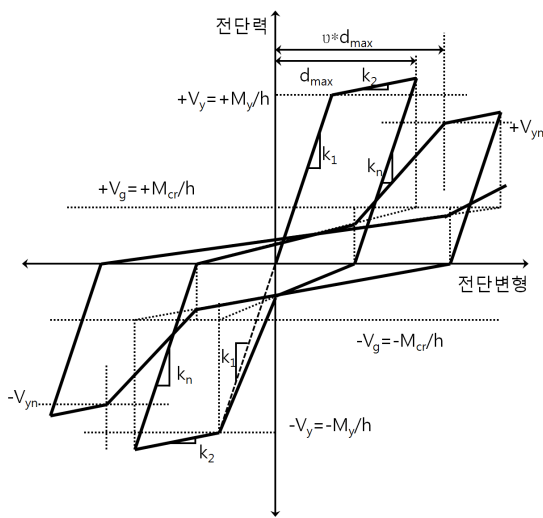
여기서  $\delta_y$ 와  $\delta_{max}$ 는 소성힌지의 항복변위와 최대변위이다.(Hueste and Wight<sup>(15)</sup>에서  $\gamma$ 의 값을 0.3으로 제안하고 있으나, DRAIN-2DX에서는 0.5를 사용하였다.) 휨과 전단의 연계된 거동을 얻기 위해 전단스프링의 전단항복이 수직스프링의 휨항복과 동시에 발생하도록 하였다.<sup>(16),(17)</sup> 전단력-전단변위에서 관찰된 거동에 의하면 전단벽의 바닥부분(소성힌지)에서 발생하는 전단 슬립은 에너지의 소산을 도우며, 전체거동에 중요한 영향을 미친다. 이 논문에서는 표본의 실제 재료성질을 사용하여 모델의 변수를 결정하고, 예제건물의 모델링에 계산된 변수를 사용하였다.

#### 4. 연구에 사용된 예제 건물

본 논문에서는 철근콘크리트 전단벽 9층 건물의 지진 응답해석을 설명하고 묘사하였다. 그림 3의 예제건물은 각 9m 기둥 간격의 가로·세로방향 63m×36m의 바닥으로 되어 있으며, 층고는 4m 간격으로 9층 건물의 총 높이는 36m이다. 이 건물의 설계는 International Building Code (IBC)<sup>(18)</sup>

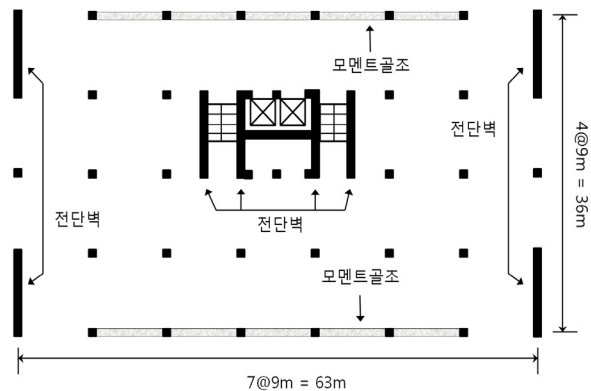


(a) 모멘트-회전 모델



(b) 전단력-전단변형 모델

<그림 2> 철근콘크리트 전단벽의 이력모델



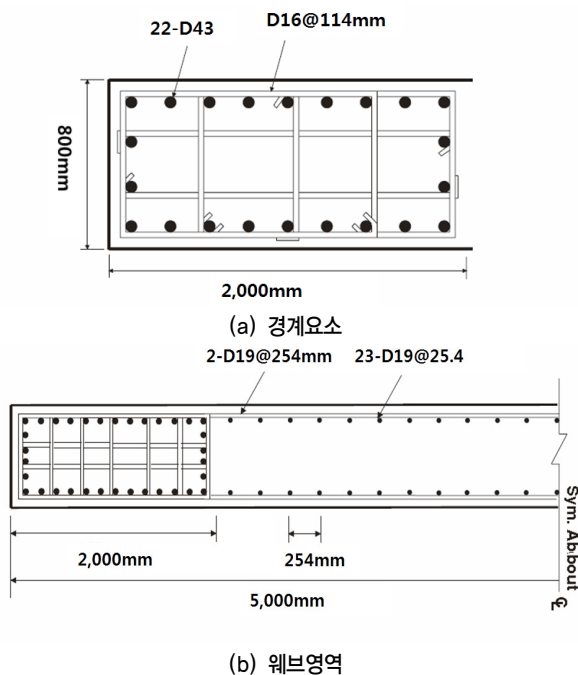
<그림 3> 전단벽 건물의 바닥설계

의 로스앤젤레스(Los Angeles) 도심지 설계규준을 준수하였다. 로스앤젤레스 도심지의 설계 변수들을 표 2에 정리하였다.

예제건물의 전단벽과 모멘트골조시스템은 IBC<sup>(18)</sup>와 ACI 318-08<sup>(8)</sup> 규준에 맞추어 설계되었다. 그림 3에서 세로방향으로 작용하는 횡하중은 철근콘크리트 전단벽으로, 가로방향으로 작용하는 횡하중은 모멘트골조 시스템으로 저항한다. 본 연구에서는 전단벽 길이방향의 지진하중만을 고려한다. 건물의 층간 전도모멘트는 전단벽 양단 경계요소(Boundary Element)로 저항하며, 전단력은 경계요소 사이의 웹지역으로 저항한다고 가정한다. 전단벽은 길이 10,000mm, 폭 800mm이고, 1층 벽의 경계요소와 웹지역의 철근을 그림 4와 같이 배근하였다. 2층마다 경계요소에 위치한 길이방향 철근을 다르게 배근하며, 규준의 최소철근비에 이르는 위치에서부터 일정하게 배근하였다. 철근의 이음부분이 최대값 6%에 도달하지 않도록 하기 위하여 최대철근비를 2.5%로 설계하였으며, 웹지역의 최소철근비를 0.25%로 배근하였다. Kim et al.<sup>(19)</sup>에 건물의 대한 자세한 설명이 소개되어 있다.

〈표 2〉 미국 Los Angeles 지역의 지진 설계 변수

최대고려지진(MCE)	$S_s=1.61g, S_1=0.79g$
지반조건	Class D, Stiff Soil
설계지진	$S_{Ds}=1.07g, S_{D1}=0.79g$
내진설계범주	D
중요도계수	I=1.0



〈그림 4〉 특수전단벽 단면

## 5. 철근콘크리트 전단벽의 모델링 변수

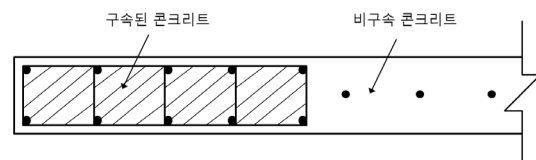
### 5.1 백본커브(Backbone Curves)

철근콘크리트 전단벽의 모멘트-곡률 관계는 단면 해석으로부터 정의된 백본커브를 기초로 계산한다. 콘크리트와 철근의 극한변형률로부터 휨 한계상태(Flexure Limit States)를 결정하며, 균열 후 콘크리트의 인장강도는 무시할 수 있다고 가정한다. 단면을 여러 층으로 나누고, 각 층마다 콘크리트와 철근을 구분하여 분포시킨다.

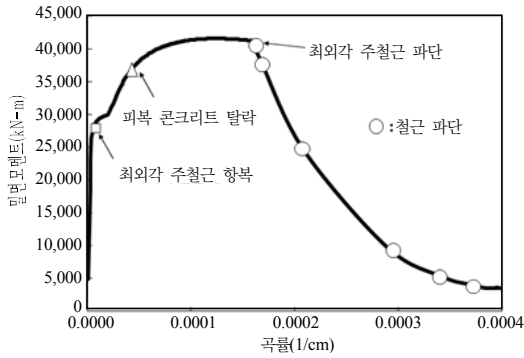
해석모델의 콘크리트는 구속된 부분과 구속되지 않은 부분으로 분류할 수 있다. 구속되지 않은 콘크리트는 일반 콘크리트의 응력-변형률 관계를 가지며, Kent and Park<sup>(20)</sup>에서 제시된 응력-변형률 모델을 사용하였다. 구속된 콘크리트는 후프근과 연결철근(Crosstie)으로 이루어진 구속철근에 둘러싸인 콘크리트를 의미한다. 구속철근이 콘크리트에 추가적인 변형률에너지를 부여하여 콘크리트의 강도와 연성을 증가시킨다. 전단벽의 경계요소에 상세설계가 되는 경우 구속된 콘크리트가 되며, 그림 5는 스티럽에 의한 전단벽 경계지역의 구속된 콘크리트를 보여준다. 구속된 콘크리트의 응력-변형률 관계는 Mander et al.<sup>(21)</sup>의 모델을 사용하여 계산한다. 예제건물의 콘크리트 공칭압축강도는 구속된 콘크리트에서 43MPa, 구속되지 않은 콘크리트에서 28MPa의 값을 사용하였다. 또한 Mander et al.에서 단위부피의 변형률에너지 평형으로부터 구속된 콘크리트의 극한변형률을 계산하는 식을 소개하였다. 극한변형률은 스티럽 철근이 파괴될 때를 의미하며, 그림 4에서 구속된 콘크리트의 극한변형률 값은 0.0284로 계산된다.

철근의 응력-변형률 관계는 Burns and Siess<sup>(22)</sup>에서 제안된 모델을 채택하였으며, 인장경화가 시작되는 변형률은 0.017, 극한변형률은 0.14를 사용하였다. 예제 건물에서 철근의 항복강도는 공칭강도 400MPa으로, 인장실험에서 측정된 평균값 480MPa을 사용하였다.<sup>(19)</sup>

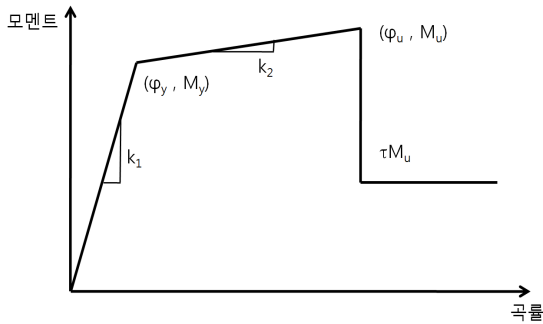
전단벽의 단면해석과 콘크리트 및 철근의 재료특성을 이용하여 벽체의 모멘트-곡률 관계를 계산하며, 모멘트-곡률 관계를 바탕으로 벽의 전단력-상부변위 관계를 계산한다.



〈그림 5〉 철근콘크리트 전단벽의 구속 및 비구속 콘크리트



〈그림 6〉 예제 전단벽의 모멘트-곡률 관계



〈그림 7〉 전단벽 모멘트-곡률 관계의 백본커브

모멘트에 의한 곡률은 항복 전 선형으로 분포하고, 항복 후 바닥에 집중된다고 가정하였다. 그림 6은 구속된 콘크리트가 극한변형률에 이르기 전 길이방향 철근이 먼저 파괴되는 경우의 모멘트-곡률 관계이며, 그림의 원형표시는 길이방향 철근이 극한변형률에 도달하여 파괴되는 지점을 나타낸다. 처음 철근이 파괴될 때 곡률은  $1.00 \times 10^{-3} \text{ 1/cm}$ 이며 모멘트의 크기는  $373 \times 10^6 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 이다.

그림 7과 같이 전단벽 해석모델의 모멘트-곡률 백본커브를 나타내었다. 그림 6에서 전단벽 가장자리 첫 번째 철근이 항복할 때 모멘트강도를 항복모멘트강도( $M_y$ )로 하는 경우 전단벽의 성능이 과소평가 될 수 있다. 따라서 세 번째 길이방향 철근이 항복할 때 모멘트의 크기를 항복모멘트강도로 정의하였다. 항복하기 전 탄성강성( $k_1$ )은 단면해석에서 얻어진 모멘트-곡률 관계의 선형지역(균열이 간 상태의 탄성영역)의 기울기를 의미하며, 항복 곡률( $\phi_y$ )은 항복모멘트강도와 탄성강성으로부터  $M_y/k_1$ 와 같이 계산된다. 항복 후 강성  $k_2$ 는 항복점과 극한점을 연결한 기울기이며, 전단벽의  $k_1$ 과  $k_2$ 의 비는 0.01이다. 극한 모멘트강도와 곡률은 첫 번째 철근이 파단될 때의 값으로 정의하였으며, 극한상태 이후 모멘트 값은 극한강도의 일정비율로 감소된 값을 가진다.

전단거동은 삼선형(Trilinear)모델을 바탕으로, 강성이 전단균열강도에서 변한 후 전단항복강도에서 다시 변한다.<sup>(23)</sup>

이 모델에서 항복전단강도( $V_y$ )는 항복모멘트강도( $M_y$ )를 벽체의 높이로 나누어 구한다. 전단항복이 전단균열강도에 이르기 전에 발생하는 경우 전단거동 모델은 이선형(Bilinear)으로 나타낼 수 있으며, 이는 초기강성( $k_s$ )과 균열 후 강성비( $\alpha_s$ )로 정의된다.

### 5.2 이력법칙(Hysteretic Rules)

철근콘크리트 전단벽의 휨거동과 전단스프링의 백본커브가 단면해석과 참고문헌을 통하여 각각 제시되었는데, 본 연구에서는 모델의 이력곡선과 실험결과를 비교하여 다음의 이력곡선 변수들을 결정하였다.

- (i) 강도저하비,  $\tau$  <그림 7>
- (ii) 강도감소계수,  $\zeta = M_{yn}/M_y, V_{yn}/V_y$  <그림 2>
- (iii) 핀칭비,  $\psi = V_g/V_y$  <그림 2(b)>

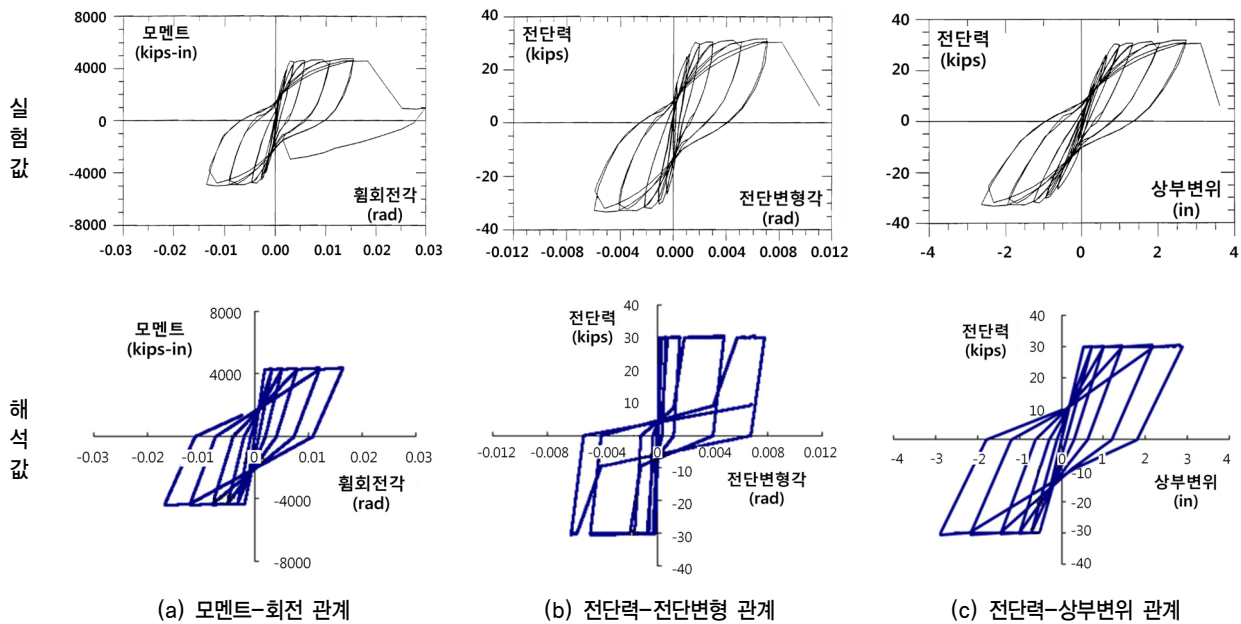
그림 6의 전단벽 모멘트-곡률 관계에서 보이듯이 주 철근이 파괴되면서 발생하는 모멘트의 감소를 그림 7의 강도저하비  $\tau$ 로 나타내었고 이는 최대모멘트 이후 감소된 모멘트를 최대모멘트로 나눈 값으로 정의되었다. 강도감소계수는 하중의 왕복횟수가 증가할수록 강도가 낮아지는 현상으로 그림 2에서  $\zeta = M_{yn}/M_y$ 로 표현되어 있다. 강도감소는 하중의 반복과정에서 이력에너지가 소산되기 때문에 반복횟수가 증가할수록 강도가 점점 작아지는 것을 의미한다. 그림 8(c)와 같이 실험에서는 이전 사이클에 비해 변형이 증가하지 않아도 강도가 감소한다. 하지만, DRAIN-2DX의 스프링요소는 실제 에너지소산을 반영시킬 수 없어 오직 이전 사이클의 변위보다 증가하는 경우에만 일정 비율로 강도의 크기를 감소시키는 방법이 사용되었다. 동적해석에서 강도감소계수를 적용하는 것은 정적해석에서 보다 신중해야하며, 문제가 될 수 있는 결과를 예방하기 위해 감소계수를 0.95로 하여 상대적으로 변수의 영향을 감소시켰다.

핀칭은 하중전환(Load Reversal)에 의해 균열이 열리고 닫히며 발생하는 현상으로 변형에 의한 수치적인 값이 아닌 웨브의 철근비와 전단응력에 따라 정해진다. 표 3에 실험표본의 수평철근비, 공칭전단응력, 핀칭비를 정리하였다. 네 개 실험표본의 수평철근비는 벽체설계기준 ACI 318-08의 최소철근비(0.25%) 이상을 만족한다. 실험에서 얻어진 핀칭비(Pinching Ratio)( $V_g/V_y$ )는 표 3의 세 번째 줄에 나와 있다. 실험에 의한 핀칭비는 공칭전단응력 및 수평철근비와 연관성이 적은 것으로 나타난다. 본 연구에서 전단거동의 변수들은 휨거동에 기초한다고 가정하여, 항복전단강도( $V_y$ )

〈표 3〉 실험표본의 전단거동변수

	$\rho_n^1$ (%)	$V/t_w L_w \sqrt{f_c}^2$	$V_g/V_y^3$ (실험값)	$V_g/V_y^4$ (측정값)
EERC-SW2 <sup>(25)</sup>	0.83	9.07	0.18	0.12
PCA-R2 <sup>(26)</sup>	0.31	1.98	0.33	0.39
PCA-B3 <sup>(26)</sup>	0.31	2.50	0.32	0.32
Wallace-RW1 <sup>(27)</sup>	0.33	1.48	0.30	0.34

1. 수평철근비 =  $A_{cv}$ (웹의 두께와 전단력방향의 길이에 둘러싸인 면적)에 평행한 철근의 면적 비
2. 공칭전단응력;  $V$ =전단력,  $f_c'$ =콘크리트 압축응력,  $t_w$ =벽체의 두께,  $L_w$ =벽의 길이
3. 전단력-전단변형 관계에서의  $V_g$ 와  $V_y$
4.  $V_g = M_{cr}/H_w$ ,  $V_y = M_y/H_w$ ;  $M_y$  = 균열 모멘트 강도 =  $S \cdot F_{cr}$ ;  $S$  = 전체면적;  $F_{cr}$  = 콘크리트 인장강도 =  $f_c'$ 의 10%;  $M_y$  = 항복모멘트강도;  $H_w$  = 벽의 높이



〈그림 8〉 전단벽 RW1의 실험값과 해석값의 이력거동 비교(1k=4.45kN; 1in. = 2.54cm)

는 항복모멘트강도( $M_y$ )를 벽의 높이( $H_w$ )로 나누어 계산하며, 이와 유사하게 편칭하중( $V_g$ )은 균열모멘트강도( $M_{cr}$ )를 벽의 높이로 나누어 계산한다. 위의 방식으로 계산된 해석 모델의 편칭비( $V_g/V_y$ )는 표 3의 네 번째 줄에 나타났다. 계산된 편칭비는 측정된 편칭비와 정확히 일치하지는 않지만, 상당히 유사한 값을 가지는 것을 확인할 수 있다.

그림 8에서 Thomsen과 Wallace<sup>(26)</sup>의 전단벽 RW1의 실험결과와 해석결과를 비교하였다. 모멘트-회전, 전단력-상부변위 관계는 실험값과 해석값이 잘 일치하는 것을 알 수 있다. 하지만 전단력-전단변형은 잘 일치하지는 않으나, 전단 거동의 모델링이 불확실한 점을 감안하면 약간의 차이는 허용 할 수 있다. 더군다나, X자 형태의 변위측정기로 측정된 전단변형이 전체변위에 미치는 영향은 과대평가될 수 있다.<sup>(16)</sup> 측정된 전단변형은 벽의 가장자리의 수직위치의 차이를 고려하여 계산된 값에 비해 약 16~30%정도 더 크다. 이

는 계산된 값이 측정된 값보다 작은 이유를 설명한다. 이 모델의 목적은 전단벽의 전체거동을 연구하고, 실험과 해석에서 전단변형이 전체거동에 큰 영향을 주지 않음을 밝히는 것이다.

### 6. 비선형동적해석을 통한 모델링 변수 검증

이상의 논의에서 정적이력실험 결과를 바탕으로 본 연구에서 제안한 전단벽 해석모델을 검증하였다. 본 절에서는 이력곡선에 사용된 변수의 신뢰성을 높이고, 보다 완성도 있는 해석모델의 평가를 수행하기 위해 비선형동적해석을 통한 변수연구를 실행하였다. 일부 변수들은 정적 해석에서 큰 영향을 주지만 동적해석에서는 큰 영향이 없을 수 있으며, 또는 그 반대 일 수 있다. 그림 3의 9층 전단벽 건물에서 전단벽만을 모델링하여 비선형동적을 수행하였다. 변수연구

〈표 4〉 변수연구에 의한 요구값과 성능값의 평균값

변수	값		요구값 (층간변위율)	성능값 (층간변위율)	성능값/요구값
기본값	$\zeta = 0.95$ $\psi = 0.23$		0.0213	0.0489	2.30
강도감소계수	$\zeta = 0.90$	$\psi = 0.23$	0.0214	0.0502	2.35
	$\zeta = 0.85$		0.0217	0.0444	2.05
핀칭비	$\psi = 0.35$	$\zeta = 0.95$	0.0192	0.0522	2.72
	$\psi = 0.11$		0.0245	0.0477	1.95

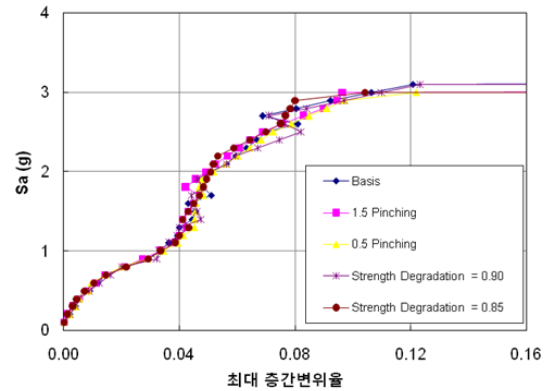
를 위해 아래와 같이 강도저하비를 제외한 두 변수를 세 가지 경우로 가정하여 실행하였다.

- (i) 강도저하비,  $\tau=0.50$
- (ii) 강도감소계수,  $\zeta=0.95, 0.90, 0.85$
- (iii) 핀칭비,  $\psi=V_g/V_y, 1.5(V_g/V_y), 0.5(V_g/V_y)$

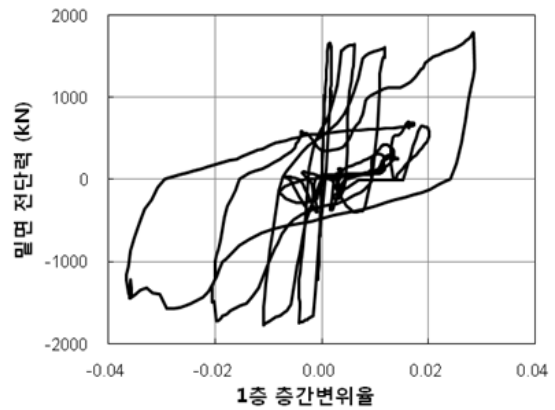
강도저하비의 변화는 이력거동에 큰 영향을 주지 않으며, 또한 동적해석에도 거의 영향이 없다. 그러므로 이 비는 단순히 0.5로 가정하고 다른 변수들을 변화시켜보았다. 강도감소계수는 0.95를 기본 값으로 정하였다. 모델에는 강도저하비가 이미 포함되어 있으므로 강도감소계수의 차이를 작게 정하였다. 핀칭비는( $V_g/V_y$ )을 기본값으로 하여( $V_g/V_y$ )에 0.5와 1.5를 곱한 값을 해석에 대입하였다.

주요변수들의 값을 변화시키며 해석을 수행하여 성능평가과정의 ‘요구값(Demand)’과 ‘성능값(Capacity)’에 주는 영향을 파악하였다. 요구값은 SAC 프로젝트<sup>(25)</sup>에서 사용되었던 LA 21부터 LA 40까지 총 20개의 지진파(Accelero-grams)를 사용한 최대층간변위율의 평균값이며, 성능값은 Luco and Cornell<sup>(26)</sup>에서 제안된 IDA(Incremental Dynamic Analysis)로 계산된 파괴층간변위율의 평균값이다. Kim et al.<sup>(19)</sup>에서 수정된 IDA를 전단벽건물에 적용하였다.(민감도를 연구하기 위하여 LA 36 지진파를 사용하였다). 변수연구에 의한 결과는 표 4에 나타나 있다. 이 표에서 강도감소계수와 핀칭계수가 높아질수록 요구값은 낮아지고 성능값은 높아짐을 관찰할 수 있다. 또한 주요 변수의 변화에 대해 요구값과 성능값도 일정하게 변화하므로 제안된 해석모델을 매우 신뢰할 수 있음을 알 수 있다.

그림 9는 총 5가지 경우의 IDA 결과이며 이 IDA 곡선들은 지반운동의 크기를 점차 증가시키면서 최대층간변위율을 구한 결과이다. 변수변화에 의한 최대층간변위율은 요구값 수준( $S_a=1.2g$ )에서 비슷한 값을 가지며, 성능값 수준( $S_a=3.0g$ )에서는 약간 산개되어 있다. 이 또한 본 연구에서 제안된 해석모델이 경제요소를 가진 철근콘크리트 전단벽에 알맞은 것으로 판단할만한 근거가 된다. 기본변수를 사



〈그림 9〉 예제 건물의 IDA 곡선 예



〈그림 10〉 동적해석에 의한 철근콘크리트 전단벽의 밀면 전단력-1층 층간변위율

용한 철근콘크리트 전단벽 건물의 1층 전단력-상부변위 관계는 그림 10과 같다.

### 7. 결론

철근콘크리트 전단벽 모델의 해석결과와 실제 실험결과와의 비교를 바탕으로 제안된 해석모델이 전단벽의 비선형 거동을 적절히 예측할 수 있음을 확인하였다. 휨거동을 위한 모델링변수는 단면해석을 기초로 하였으며, 전단거동의 변수들은 휨거동으로부터 간접적으로 계산하였다. 모델링에



의해 계산된 전단변형은 측정된 값보다 작은 값을 갖지만, 그 차이는 전체거동에 큰 영향을 주지 않았다.

변수연구를 통해서 제안된 전단벽 모델은 강도감소계수와 핀칭계수가 높아질수록 요구값은 낮아지고 성능값은 높아짐을 관찰할 수 있다. 또한 주요 변수의 변화에 대해 요구값과 성능값도 일정하게 변화하므로 제안된 해석모델을 매우 신뢰할 수 있음을 알 수 있다. 더불어 변수변화에 의한 최대변위는 요구값 수준( $S_a=1.2g$ )에서 서로 비슷한 값을 가지며, 성능값 수준( $S_a=3.0g$ )에서는 약간 산개되어 있는 수준이다. 이상의 논의를 바탕으로 제안된 해석모델이 경계요소를 가진 철근콘크리트 전단벽의 내진성능평가를 위한 주요 변수인 요구값과 성능값을 계산하는데 적절한 것으로 판단된다.

### 감사의 글

이 논문은 2007년도 인하대학교의 지원에 의하여 연구되었음. (INHA-36102)

### 참고 문헌

1. FEMA 273, *NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings*, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., 1997.
2. Foutch, D., Shi, S., and Yun, S.Y., Element 10: A stiffness and strength degrading element developed for the SAC steel program, distributed with DRAIN-2DX by the National Information Service for Earthquake Engineering, available from <http://nisee.berkeley.edu/software/drain2dx/>, 2003.
3. Prakash, V., Powell, G., and Campbell, S., DRAIN-2DX base program description and user guide - Version 1.10, *Report No. UCB/SEMM-93/17 and 93/18*, Structural Eng. Mechanics and Materials, Dept. of Civil Eng., Univ. of California, Berkeley, California, 1993.
4. Erbay, O., and Aschheim, M., Element 07: A stiffness-degrading/pinching element intended for reinforced concrete members, distributed with DRAIN-2DX by the National Information Service for Earthquake Engineering, available from <http://nisee.berkeley.edu/software/drain2dx/>, 2003.
5. Wallace, J.W., and Moehle, J.P., "Ductility and Detailing Requirements of Bearing Wall Buildings," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 118, No. 6, 1625-1644, 1992.
6. Wallace, J.W., "New Methodology for Seismic Design of Reinforced Concrete Shear Walls," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 120, No. 3, 863-884, 2004.
7. 대한건축학회, 건축구조기준 및 해설, KBC 2009, 2009.
8. ACI 318, *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-08) and Commentary (318R-08)*, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 2008.
9. 강수민, 김재요, "철근콘크리트 특수전단벽의 변위기초설계를 위한 항복변형성능 평가," *대한건축학회논문집*, 제26권, 제10호, 69-79, 2010.
10. Vulcano, A., and Bertero, V.V., Analytical models for predicting the lateral response of RC shear walls: Evaluation of their reliability, *Report No. UCB/EERC-87/19*, EERC, University of California, Berkeley, California, 1987.
11. Linde, P., Numerical modeling and capacity design of earthquake-resistant reinforced concrete walls, *Report No. 200*, Institute of Structural Engineering, Swiss Federal Institute of Technology (ETH), Zurich, Birkh"auser, Basel, 1993.
12. Kabeyasawa, T., Shiohara, H., and Otani, S., "US-Japan cooperative research on R/C full-scale building test, Part 5: Discussion on dynamic response system," *8th World Conference on Earthquake Engineering*, Vol. 6, San Francisco, California, 627-634, 1984.
13. Vulcano, A., Bertero, V.V., and Colotti, V., Analytical modeling of R/C structural walls, *Report No. UCB/EERC-88/17*, EERC, University of California, Berkeley, California, 1988.
14. Orakcal, K., Conte, J.P., and Wallace, J.W., "Nonlinear modeling of RC structural walls," *7th US National Conference on Earthquake Engineering*, Boston, Massachusetts, 2002.
15. Hueste, M.B.D., and Wight, J.K., "Evaluation of a four-story reinforced concrete building damaged during the Northridge Earthquake," *Earthquake Spectra*, Vol. 13, No. 3, 387-414, 1997.
16. Massone, L.M., and Wallace, J.W., "Load-deformation responses of slender reinforced concrete walls," *ACI Structural Journal*, Vol. 101, No. 1, 103-113, 2004.
17. Alama, M.S., and Wight, J.K., Numerical modeling and parametric investigation of R/C coupled wall-frame systems under seismic loading, *Report UMCEE 92-20*, University of Michigan, Ann Arbor, Michigan, 1992.
18. ICC *International building code*, International Code Council Inc. Falls Church, Virginia, 2000.
19. Kim, T.W., Foutch, D.A., LaFave, J.M., and Wilcoski, J., "Performance assessment of reinforced concrete structural walls for seismic loads," *Structural Research Series - No. 634*, Dept. of Civil and Environmental Engineering, University of Illinois at Urbana-Champaign, Urbana, Illinois, 2004.
20. Kent, D.C., and Park, R., "Flexural members with confined concrete," *Journal of Structural Division, ASCE*, Vol. 97, No. 7, 1969-1990, 1971.
21. Mander, J.B., Priestley, M.J.N., and Park, R., "Theoretical stress-strain model for confined concrete," *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 114, No. 8, 1804-1825, 1988.
22. Burns, N.H., and Siess, C.P., "Load-deformation characteristics of beam-column connections in reinforced concrete,"

- Structural Research Series - No.234*, Department of Civil Engineering, University of Illinois at Urbana-Champaign, Urbana, Illinois, 1962.
23. Otani, S., Kabeyasawa, T., Shiohara, H., and Aoyama, H., "Analysis of the full scale seven story reinforced concrete test structure," *Earthquake Effects on Reinforced Concrete Structures: US-Japan Research, SP-84*, American Concrete Institute, Detroit, Michigan, 1985.
  24. Wang, T.Y., Bertero, V.V., and Popov, E.P., Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Framed Walls, *Report No. UCB/EERC-75/23*, EERC, University of California, Berkeley, 1975.
  25. Oesterle, R.G., Fiorato, A.E., Johal, L.S., Carpenter, J.E., Russel, H.G., and Corley, W.G., Earthquake Resistant Structural Walls - Test of Isolated Walls, *Report to National Science Foundation*, Portland Cement Association, Skokie, IL, 1976.
  26. Thomsen, J.H., and Wallace, J.W., Displacement-Based Design of Reinforced Concrete Structural Walls: An Experimental Investigation of Walls with Rectangular and T-Shaped Cross-Sections, *Report No. CU/CEE-95/06*, Department of Civil and Environmental Engineering, Clarkson University, 1995.
  27. Somerville, P., Smith, N., Puntamurthula, S., and Sun, J., Development of ground motion time histories for phase 2 of the FEMA/SAC steel project, *SAC Background Document Report No. SAC/BD-97/04*, SAC Joint Venture, Richmond, California, 1997.
  28. Luco, N., and Cornell, C.A., "Effects of random connection fractures on the demands and reliability for a 3-story pre-Northridge SMRF structure," *Proc., 6th US National Conference on Earthquake Engineering*, Seattle, Washington, 1998.