

전단파괴가 발생한 기둥의 이력거동 예측을 위한 매개변수 결정방법 제안

Calibration Methodology for Predicting Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Columns Failed in Shear

이창석¹⁾ · 한상환^{1)*} · 고길보¹⁾

Lee, Chang seok¹⁾ · Han, Sang Whan^{1)*} · Ko, Girbo¹⁾

¹⁾한양대학교 건축공학과

¹⁾Department of Architectural Engineering, Hanyang University

/ A B S T R A C T /

Columns in existing reinforced concrete structures that are designed and constructed without considering seismic loads generally exhibit widely spaced transverse reinforcements without using seismic hooks. Due to the insufficient reinforcement details in columns compared to the reinforcement requirements specified in modern seismic codes, brittle shear failure is likely to occur. This may lead to sudden collapse of entire structure during earthquakes. Adequate retrofit strategy is required for these columns to avoid such catastrophic event. In order to do so, behavior of columns in existing reinforced concrete structures should be accurately predicted through computational analysis. In this study, an analytical model is proposed for accurately simulating the cyclic behavior of shear critical columns. The parameters for backbone, as well as pinching and cyclic deterioration in strength and stiffness are calibrated using test data of column specimens failed by shear.

Key words: Reinforced concrete columns, Shear failure, Damage parameters

1. 서론

현행 내진설계 기준이 정립되기 이전에 지어진 철근콘크리트 구조물은 일반적으로 기존 철근콘크리트 구조물 (existing reinforced concrete structure)이라고 알려져 있다. 기존 철근콘크리트 구조물은 대부분 횡력을 고려하지 않았거나, 매우 작은 횡력을 바탕으로 설계되었다. 그렇기 때문에 중력하중만을 충분히 저항할 수 있도록 당시 기준에서 제시하는 최소한의 횡 보간근이 사용되었다 [1]. 따라서 기존 철근콘크리트 기둥은 작은 횡력에도 취성적인 전단파괴가 발생하여 전체 구조물의 붕괴를 유발할 수 있으며, 이를 대비하기 위한 보수 및 보강이 필수적이다. 기존 철근콘크리트 구조물의 보수 및 보강을 위해서는 해석을 이용한 기존 철근콘크리트 구조부재의 정확한 이력거동 예측을 통해 전체 구조물의 내진성능을 정확히 파악하는 과정이 선행되어야 한다.

구조부재의 이력거동을 예측하기 위해 개발된 해석모델로는 대표적으로 완전탄소성 모델 (perfectly elasto-plastic model), 변형도 경화 모델 (strain-hardening model) 등이 있다. 하지만 이러한 모델들은 핀칭 (pinching), 강도저감 (strength degradation), 강성저감 (stiffness degradation)과 같은 현상을 고려할 수 없는 경우가 대부분이다. 기존 철근콘크리트 구조부재에 지진하중과 같은 반복적인 횡하중이 작용 할 경우, 휨철근의 부착-미끄러짐 파괴 (bond-slip failure), 휨철근의 좌굴, 콘크리트의 균열 및 압괴 등의 손상이 발생할 수 있으며, 이것은 이력곡선 (hysteretic curve) 상에서 핀칭, 강도저감, 그리고 강성저감으로 나타난다. 따라서 기존 철근콘크리트 구조물의 정확한 내진성능 평가를 위한 해석모델을 구성하기 위해서는 이력곡선상에서 발생하는 강도저감, 강성저감, 핀칭을 반드시 고려하여야 한다.

근래에 개발된 해석모델의 경우 핀칭, 강도 저감, 그리고 강성저감과 같은 구조부재의 손상을 고려할 수 있는 이력모델이 개발되었다. Ibarra et al. [2]은 이력곡선 상에서 계산된 누적 에너지 소산량을 바탕으로 손상 정도를 계산할 수 있는 모델 (에너지기반 손상 모델)을 제안하였다. Lignos and Krawinkler [3]은 Ibarra et al. [2]의 연구를 바탕으로 정가력과 부가력에 각각 다른 손상 매개변수를 고려할 수 있도록 개선하였다. Lowes et al. [4]

*Corresponding author: Han, Sang Whan

E-mail: swhan@hanyang.ac.kr

(Received September 13, 2016; Revised October 21, 2016; Accepted November 28, 2016)

는 이력곡선 상에서 계산된 누적 에너지 소산량 기반 손상(에너지기반 손상모델)과 누적 변형량 기반 손상(변형기반 손상모델)을 동시에 고려할 수 있는 이력모델을 제안하였다.

선행 연구자들이 제안한 손상 모델들을 이용하여 구조부재의 이력거동을 정확하게 예측하기 위해서는 올바른 매개변수가 해석모델에 사용되어야 한다. 철근콘크리트 기둥부재에 사용된 콘크리트 압축 강도, 철근의 항복 강도, 단면적, 기둥의 길이 등과 같은 물리적 특성이 변하면 기둥의 이력 거동이 변하는 것과 마찬가지로, 해석모델에 필요한 매개변수 또한 기둥의 물리적 특성에 따라 변화해야 하기 때문이다. 따라서 본 연구에서는 전단과 파괴가 발생한 철근콘크리트 기둥부재의 이력거동을 예측할 수 있는 간단하고 정확한 해석모델의 구성 방법에 대해 제안할 것이고, 이 해석모델에 사용되는 매개변수들의 결정 방법에 대해 제안할 것이다.

2. 선행 연구 분석

철근콘크리트 기둥부재의 손상을 해석적으로 예측하기 위한 연구는 다음과 같이 진행되었다. Haselton and Deierlein [5]은 탄성 보-기둥요소의 단부에 비선형 회전 스프링을 설치한 집중 소성힌지 (lumped plasticity) 형태의 해석모델을 제안하였다 (Fig. 1(a)).

이 모델은 철근콘크리트 기둥의 물리적 정보(기둥의 치수, 배근 상세, 콘크리트의 압축강도 등)에 따른 삼선형 뼈대곡선 (tri-linear backbone curve)과 반복가력으로 인한 강도저감 매개변수를 제안하였다. 하지만 강성저감과 편칭은 고려되지 않았다. 이 모델과 같은 집중 소성힌지 모델은 매우 적은 양의 요소 (element)로 구성되어 있기 때문에 사용이 편리하고 직관적이며 해석 시간이 짧으면서 결과의 정확도 또한 높은 편이다. 하지만 뼈대곡선 (backbone curve)과 강도저감 매개변수를 제안하는데 사용된 실험체의 대부분이 휨 파괴가 발생하였다는 문제점이 있다. 일반적으로 기존 철근콘크리트 기둥은 전단파괴가 발생하기 때문에 이 모델을 기존 철근콘크리트 기둥의 해석에 사용할 경우 주의하여야 한다.

Elwood [6]는 해석모델의 횡변위에 기반한 전단내력 감소를 예측할 수 있는 모델을 제안하였으며 (Fig. 1(b)), 다음과 같은 식을 이용하여 파괴변위비가 계산된다.

$$\Delta_s = \frac{3}{100} + 4\rho_t - \frac{1}{40} \frac{P}{A_g f_{ck}} - \frac{1}{40} \frac{\tau}{\sqrt{f_{ck}}} \geq 0.01 \quad (1)$$

여기서 ρ_t 는 전단철근비, P 는 기둥에 가해지는 축력(N), A_g (mm^2)는 기둥의 단면적, f_{ck} 은 기둥에 사용된 콘크리트의 압축강도(MPa)이다. 마지막으로 τ 는 $V_n/(bd)$ 로, V_n 은 ACI에서 규정한 공칭 전단강도(N), b 는 기둥 단면의 너비(mm), d 는 기둥 단면의 깊이(mm)이다. 기둥의 휨 거동은 유연도법을 이용한 섬유-단면요소 (fiber-section element)로 예측하였고, 철근콘크리트 기둥단부의 휨철근에서 발생하는 부착-미끄러짐 (bond-slip) 거동은 탄성 회전 스프링 (rotational spring)으로, 그리고 전단 파괴는 단부에 설치된 전단 스프링 (shear spring)에서 발생하도록 구성하였다. 하지만 이 모델에서는 편칭과 반복가력으로 인한 강도 및 강성저감이 고려되지 않았다. 또한 이 모델은 식 (1)에서 계산된 변위에 도달하기 전에는 파괴가 발생하지 않기 때문에 하중기반 파괴가 발생한 실험체의 이력곡선의 예측에는 적합하지 않다는 문제점이 있다. 마지막 문제점으로, 이 모델은 양단이 고정된 경우를 가정하였고, 이때의 횡변위를 기반으로 식 (1)이 제안되었다. 그 때문에 실제 기둥과 같이 기둥 양단을 구속하는 강성이 다를 경우, 모델의 정확성을 보장할 수 없게 된다[7].

LeBorgne [8]은 앞서 언급한 Elwood [6] 모델의 문제점을 수정하여 횡변위기반이 아닌 기둥 끝단의 회전 정도를 기반으로 전단파괴를 모사하는 해석모델을 제안하였다 (Fig. 1(c)). 부착-미끄러짐 (bond-slip) 거동을 섬유-단면요소 (fiber-section element)를 이용하여 비선형 거동으로 예측할 수 있도록 개선한 부분을 제외하면 전체적인 모델의 구성은 Elwood [6]의 모델과 유사하다. 이 모델에서는 강도저감과 편칭을 고려할 수 있는 매개변수가 제안된 반면, 강성저감은 여전히 고려되지 않았다. 또한 이 모델에서

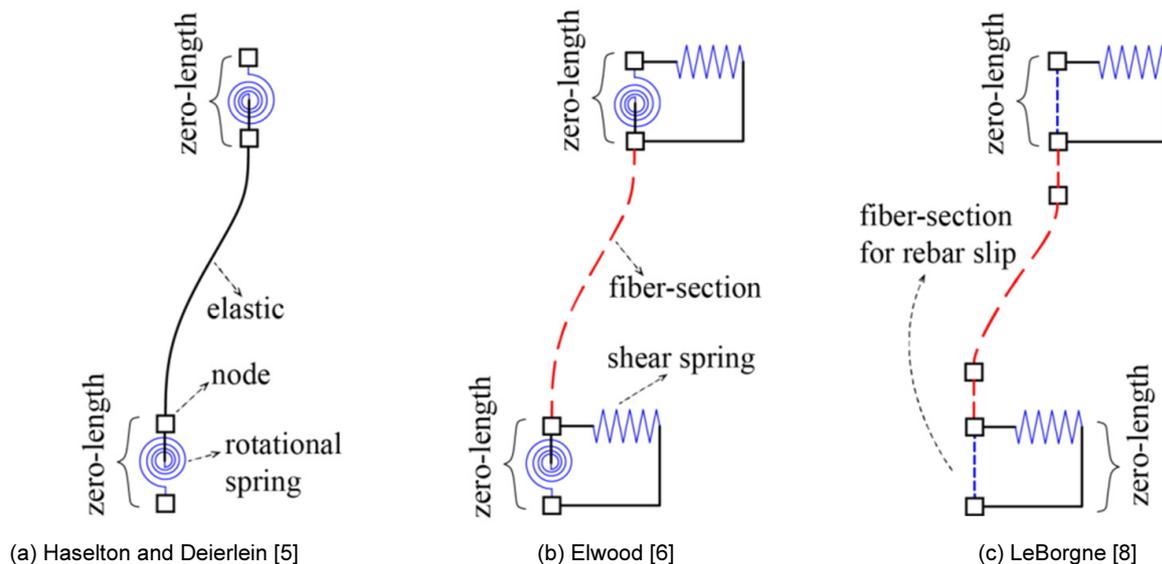


Fig. 1. Column analytical models proposed by former researchers

는 섬유-단면요소 (fiber-section element)의 문제점인 변형 집중 현상 (strain localization)을 방지하기 위해 양단에 섬유-단면요소를 추가하였다. 이로 인해 앞서 언급한 다른 모델들에 비해 더 많은 섬유-단면요소가 사용되기 때문에 더 많은 해석 시간이 필요하며, 비선형 구간에서 수렴성이 저하되는 문제가 발생할 수 있다.

마지막으로 Elwood [6]와 LeBorgne [8]의 모델은 부착-미끄러짐 거동, 휨거동, 전단거동을 각각 독립적인 해석 요소 (element)로 모델링하였다 (Fig. 1(b), (c)). 하지만 실험체와의 비교를 통해 검증된 것은 부착-미끄러짐, 휨, 전단거동이 합쳐져서 나타난 횡변위 뿐이며 각각 요소들의 정확도는 검증되지 않았다 [9].

본 연구의 목적은 간단하면서도 정확하고 효율적인 해석을 할 수 있는 해석모델의 매개변수 결정 방법을 제안하는 것이다. 제안된 모델은 Haselton and Deierlein [5]의 연구와 같이 탄성 요소와 단부에 비선형 회전 스프링 요소를 설치하는 형태를 선택하였다. 이로써 해석시간이 짧으면서 정확한 해석모델을 구성할 수 있다. 회전 스프링 요소에 사용될 뼈대곡선 (backbone curve)과 강도저감, 강성저감, 그리고 편칭을 고려할 수 있는 매개변수들은 실험체와의 비교 검증을 통해 제안될 것이다.

3. 해석모델 제안을 위한 기둥 실험체 선택

이전 절에서는 기존 철근 콘크리트 기둥의 이력거동을 예측할 수 있는 해석모델의 구성 방법으로 집중 소성힌지 형태를 선택하였다. 앞서 언급하였듯이, 집중 소성힌지 모델은 구성이 간단하여 해석시간이 빠르다는 장점이 있지만 모델에 사용되는 매개변수를 적절히 선택하여야 정확한 결과를 낼 수 있다. 본 연구에서는 해석모델에 사용될 매개변수를 실험 결과를 바탕으로 선정할 것이다.

선행 연구자들이 수행한 철근콘크리트 기둥 실험 결과 중에서 기존 철근 콘크리트 기둥의 일반적인 파괴모드인 전단파괴가 발생한 22개의 실험체를 수집하였다. 수집된 철근콘크리트 기둥 실험체의 물성치 (압축강도, 항복강도, 휨철근비 등)의 범위는 다음과 같으며, 전체 기둥 목록은 Table 1에 제시되어 있다.

$$16 \leq f_{ck} \leq 42$$

$$318 \leq f_{yt} \leq 496$$

$$249 \leq f_{yt} \leq 559$$

Table 1. Selected column specimen properties

No.	Specimen	f_{ck} (MPa)	f_{yt} (MPa)	f_{yt} (MPa)	a/d	ρ_l	ρ_t	ν	b (mm)	h (mm)	s/d
Nagasaka [10]											
1	HPRC10-63	22	371	344	1.6	0.01	0.007	0.17	200	200	0.19
Imai and Yamamoto [11]											
2	No. 1	27	318	336	1.8	0.03	0.003	0.07	400	500	0.22
Zhou et al. [12]											
3	No. 104-08	20	341	559	1.1	0.02	0.006	0.80	160	160	0.27
4	No. 114-08	20	341	559	1.1	0.02	0.006	0.80	160	160	0.27
5	No. 124-08	20	341	559	1.1	0.02	0.010	0.80	160	160	0.27
Arakawa et al. [13]											
6	OA2	32	340	249	1.3	0.03	0.002	0.18	180	180	0.38
7	OA5	33	340	249	1.3	0.03	0.002	0.45	180	180	0.38
Wight and Sozen [14]											
8	No. 25.033	34	496	345	3.1	0.02	0.003	0.07	152	305	0.45
Umehara and Jirsa [15]											
9	CUS	35	441	414	1.2	0.03	0.003	0.16	230	410	0.23
10	CUW	35	441	414	2.2	0.03	0.002	0.16	410	230	0.43
11	2CUS	42	441	414	1.2	0.03	0.006	0.27	230	410	0.23
Bett et al. [16]											
12	bettno11	30	462	414	1.6	0.02	0.001	0.10	305	305	0.75
Lynn et al. [17]											
13	3CLH18	27	331	400	3.5	0.03	0.001	0.09	457	457	1.09
14	3CMH18	28	331	400	3.5	0.03	0.001	0.26	457	457	1.09
15	3CMD12	28	331	400	3.5	0.03	0.002	0.26	457	457	0.73
16	3SLH18	27	331	400	3.5	0.03	0.001	0.09	457	457	1.09
Aboutaha et al. [18]											
17	SC3	22	434	400	2.9	0.02	0.001	0.00	914	457	0.97
18	SC9	16	434	400	1.4	0.02	0.001	0.00	457	914	0.46
Ohue et al. [19]											
19	2D16RS	32	369	316	2.1	0.02	0.005	0.14	200	200	0.26
20	4D13RS	30	370	316	2.1	0.03	0.005	0.15	200	200	0.27
Ono et al. [20]											
21	CA025C	26	361	426	1.7	0.02	0.008	0.26	200	200	0.39
22	CA060C	26	361	426	1.7	0.02	0.008	0.62	200	200	0.39

$$\begin{aligned}
 1.1 &\leq a/d \leq 3.5 \\
 0.19 &\leq s/d \leq 1.09 \\
 0.013 &\leq \rho_l \leq 0.031 \\
 0.0007 &\leq \rho_t \leq 0.0104 \\
 0.0 &\leq \nu \leq 0.8
 \end{aligned}$$

여기서 f_{ck} 은 콘크리트 압축강도 (MPa), f_{yt} 은 휨철근 항복강도 (MPa), f_{yl} 는 전단철근 항복강도 (MPa), a/d 는 전단 경간비, s/d 는 전단철근 간격과 기둥의 깊이 비율, ρ_l 은 휨철근비, ρ_t 는 전단철근비, ν 는 기둥에 가해진 축력 비 ($P/(A_g f_{ck})$)이다.

4. 해석모델 제안

해석모델의 개발에 사용된 해석 프로그램으로는 OpenSees (McKenna [21])를 사용하였고, 이력모델은 Pinching4 (Lowes et al. [4])를 사용하였다. Pinching4 모델은 사선형 뼈대곡선 (quad-linear backbone curve)을 바탕으로 반복가력으로 인한 핀칭, 강도저감, 강성저감 등의 손상을 고려할 수 있다. 이력곡선상의 손상 정도를 결정하는 손상 매개변수 (damage parameter)는 뼈대곡선을 바탕으로 계산된다. 또한 Pinching4 모델은 누적 변위기반, 그리고 누적 에너지 소산량기반 손상을 동시에 고려할 수 있다. 본 연구에서 제안된 해석모델에 사용되는 뼈대곡선, 그리고 손상 정도를 결정하는 매개변수는 이전 절에서 선정된 전단파괴가 발생한 철근콘크리트 기둥 실험체를 바탕으로 결정되었다.

4.1 뼈대곡선 매개변수 결정

일반적으로 해석모델의 반복가력으로 인한 이력곡선은 뼈대곡선 내부에서만 거동할 수 있다. 또한 Pinching4 모델의 강도저감, 강성저감, 핀칭은 뼈대곡선을 바탕으로 계산된다. 만약 뼈대곡선을 잘못 산정하게 된다면 그 해석모델은 실험체의 이력거동을 잘못 예측할 수 있다. 따라서 정확한 뼈대곡선을 결정하는 것은 매우 중요하다.

Pinching4 모델의 뼈대곡선 (backbone curve)은 총 4개의 점으로 정의된다 (Fig. 2). 뼈대곡선의 결정에 이용되는 4개의 매개변수들은 각각 순서대로 균열 지점 (cracking point), 항복 지점 (yield point), 극한 지점 (ultimate point), 잔류 지점 (residual point)으로 명명하였다. 균열 지점은 초기강성을 기준으로 30% 이상 강성이 저하되는 지점으로 결정하였다. 항복 지점은 모멘트-곡률 해석 (moment-curvature analysis)을 통해 계산된 항복모멘트가 실험 결과와 교차하는 지점으로 결정하였다. 극한 지점은 실험체의 반복가력 도중 최대 내력 지점에 도달한 이후 내력이 감소하기 시작하는 지점으로 결정하였다. 잔류 지점은 극한 지점 이후 발생하는 내력 감소시의 음강성 기울기를 가지는 직선이 x 축과 만나는 지점으로 결정하였다.

이 과정은 정가력 방향과 부가력 방향에 대해 모두 이루어 졌으며, 이 두 방향 중에서 더 큰 값을 가지는 쪽을 뼈대곡선 매개변수로 결정하였다.

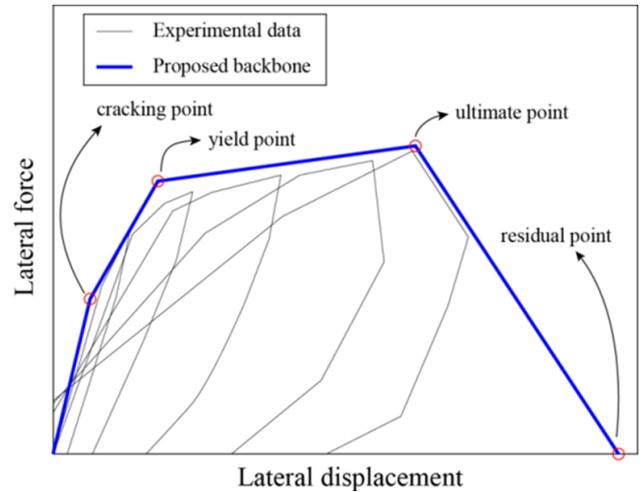


Fig. 2. Monotonic backbone parameters

4.2 손상 및 핀칭 매개변수 결정

Pinching4 모델의 강도저감 및 강성저감은 손상지수 (damage index, δ_i)에 의해 결정된다. Pinching4 모델에 사용된 손상지수는 본래 Park and Ang [22]에 의해 제안되었으며 식(2)와 같다.

$$\delta_i = \delta_d + \delta_e = \alpha_1 \left(\frac{d_{max,i}}{d_f} \right)^{a_3} + \alpha_2 \left(\frac{E_i}{a_5 E_c} \right)^{a_4} \tag{2}$$

여기서 δ_i 는 i 번째 가력 단계에서의 손상지수를 뜻하며 δ_d 와 δ_e 는 각각 변위기반, 에너지기반 손상지수를 의미한다. $d_{max,i}$ 는 i 번째 가력 단계까지의 최대 변형량이며, E_i 는 i 번째 가력 단계까지의 누적 에너지 소산량, E_c 는 최대 에너지 소산 능력으로 단조가력시 해석모델이 항복 지점까지 소산된 에너지량이다. α_5 의 경우 1000으로 가정하였다.

손상지수는 이력곡선에서 강도저하 및 강성저하가 발생한 비율로 나타내어지며, 다음과 같은 범위의 값을 갖는다.

$$0 \leq \delta_i \leq 1.0 \tag{3}$$

예를 들어서 강도저감 손상지수가 0 이면 해석모델 상에서 내력의 저하가 발생하지 않았다는 뜻이며, 1.0에 도달하면 해석모델상에서 내력이 0이 되어 외력에 저항할 수 없는 상태가 되었다는 것을 뜻한다.

a_1, a_2, a_3, a_4 는 손상 매개변수이며 이 매개변수들에 의해 해석모델상에서 계산되는 손상 속도가 달라진다. 일반적으로 손상 매개변수가 커질수록 동일한 변위이력 (displacement history)에 대해 손상지수가 더 커지는 경향이 있다. 또한 Pinching4는 강성저감, 강도저감에 대해 각각 독립적으로 손상지수 (δ_i)가 계산되기 때문에 강성저감, 강도저감에 대한 손상 매개변수 또한 독립적으로 결정하여야 한다.

Pinching4 모델을 이용하여 기존 철근콘크리트 기둥의 이력거동을 정확하게 예측하기 위해 강도저감, 강성저감을 결정하는 손상 매개변수 ($a_1,$

a_2, a_3, a_4)가 정확하게 계산되어야 한다. 이를 위해 해석 결과와 실험결과
의 비교하여 강도저감과 강성저감에 대한 손상지수($\delta_{i,ex}$)를 식 (4)을 통해
계산하였다.

$$\delta_{i,ex} = 1 - \frac{x_i}{x_{0,i}} \leq 1.0 \quad (4)$$

여기서 x_i 는 실험체에서 얻어진 응답으로, i 번째 가력 단계에서 얻어진 전
단내력 (V_i) 또는 강성 ($k_{u,i}$)이다. $x_{0,i}$ 는 해석에서 얻어진 값으로, i 번째
가력 단계에서의 전단내력 ($V_{0,i}$) 또는 강성 ($k_{u0,i}$)이다 (Fig. 3).

다음으로 각 가력 단계별로 계산된 δ_i 와 $\delta_{i,ex}$ 가 잘 일치하도록 하는 $a_1,$
 a_2, a_3, a_4 를 비선형 회귀 분석을 통해 제안하였으며, 그 모식도는 Fig. 4에
제시되어 있다. 이 과정은 강도저감과 강성저감에 대해 독립적으로 수행되
었다. 핀칭 거동을 결정하는 매개변수들은 실험체와 해석모델의 이력곡선
을 비교하여 가장 잘 일치하는 값으로 결정하였다.

손상 매개변수 (a_1, a_2, a_3, a_4)와 핀칭 매개변수가 결정되면 해석모델
상에서 강도저감과 강성저감, 그리고 핀칭이 발생하게 되고, 해석모델의 이
력곡선이 손상 매개변수가 결정되지 않았을 때보다 줄어들게 된다. 따라서
손상지수의 계산에 필요한 가력 단계별 누적 에너지 소산량 (E_i)가 줄어들
게 되어 손상 매개변수를 다시 결정하여야 한다. 따라서 본 연구에서는 이전
단계와 이번 단계에서 결정된 손상 매개변수의 차이가 1% 이내가 될 때 까

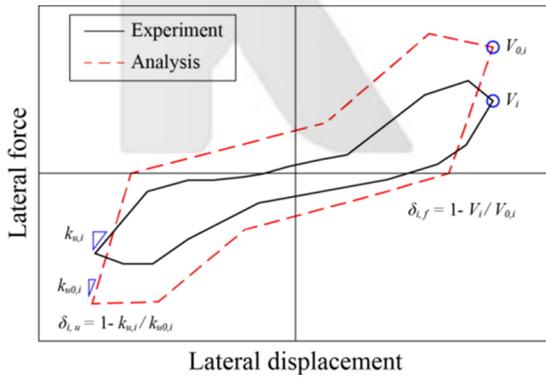


Fig. 3. Damage index calculation

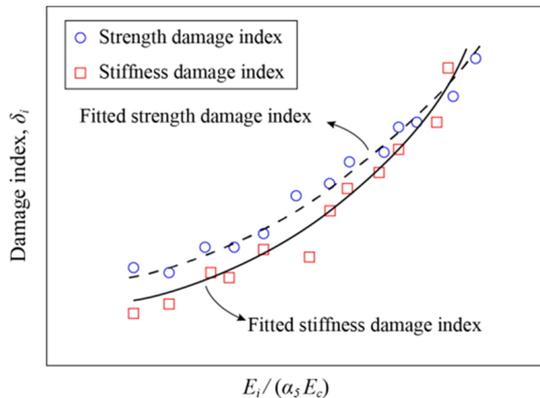


Fig. 4. Calibration example of damage parameters using regression analysis

지 앞에서 설명한 손상 매개변수 결정 과정을 여러번 반복하였다. 본 연구에
서는 손상지수 계산의 단순화를 위해 에너지기반 손상 매개변수 (a_2, a_4)
만 사용하기로 결정하였다. 반복계산에 따른 해석모델의 정확도 변화 과정
은 Fig. 5에 예시되어 있으며, 실험체는 Table 1의 21번 실험체 (CA025C)
를 이용하였다.

Fig. 5(a)는 손상 매개변수가 결정되지 않았을 때의 해석모델과 실험체
의 이력거동 비교 결과이며, 해석모델 상에서 강도 및 강성저감이 발생하지

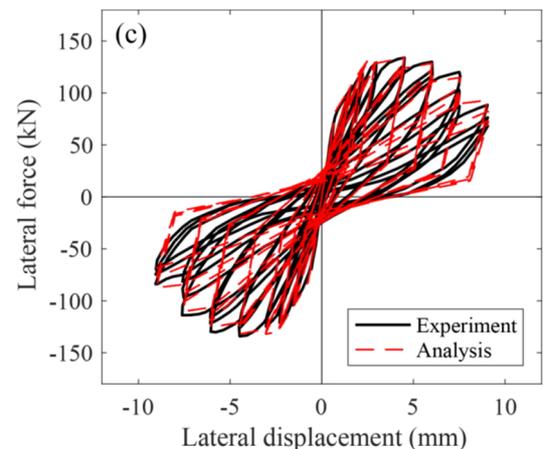
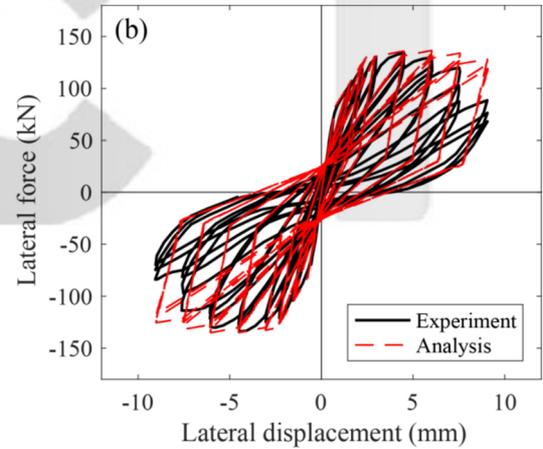
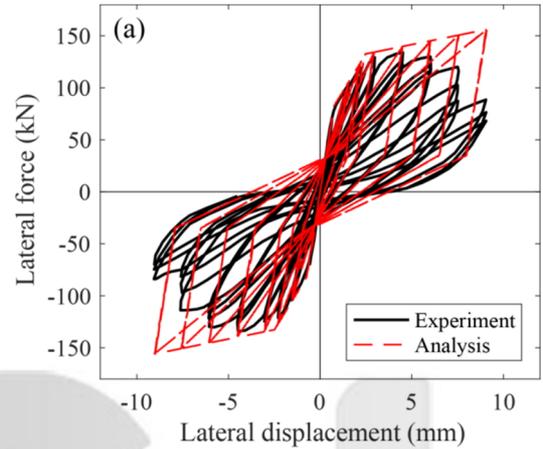


Fig. 5. Example illustration of iterative damage parameter calibration process using specimen 2D16RS

Table 2. Calibrated damage parameters using iterative procedure

No.	Specimen	α_2	α_4
1	HPRC10-63	10.88	1.48
2	No. 1	0.32	0.27
3	No. 104-08	7.94	1.09
4	No. 114-08	1.23	0.41
5	No. 124-08	0.30	0.20
6	OA2	3.99	0.88
7	OA5	0.98	0.34
8	No. 25.033	3.42	0.62
9	CUS	3.86	0.69
10	CUW	3.70	0.65
11	2CUS	0.36	0.25
12	bettno11	7.41	0.76
13	3CLH18	3.74	0.62
14	3CMH18	2.89	1.36
15	3CMD12	2.35	0.48
16	3SLH18	2.67	1.23
17	SC3	15.32	1.53
18	SC9	5.26	0.67
19	2D16RS	4.25	1.25
20	4D13RS	3.17	0.88
21	CA025C	3.17	1.45
22	CA060C	3.59	1.24

않아 해석모델의 정확도가 매우 낮음을 알 수 있다. 이때의 손상 매개변수는 모두 0이다. Fig. 5(b)는 손상 매개변수를 최초로 결정 한 이후의 해석 결과이며, 이때의 손상 매개변수(a_2, a_4)는 각각 1.98과 1.20이다. 강도 및 강성 저감이 어느 정도 발생하였지만 누적 에너지 소산량의 변화로 인해 실험체의 이력거동을 정확히 예측하지 못하고 있다. 마지막으로 여러 번의 반복 해석을 통해 결정된 손상 매개변수를 이용하면, 제안된 해석모델이 실험체의 이력거동을 정확히 예측하는 것을 확인할 수 있다(Fig. 5(c)). 이때의 손상 매개변수 (a_2, a_4)는 각각 3.17과 1.45이다.

강성저감 매개변수의 경우 강도저감을 결정하는 손상 매개변수와 동일한 값을 가진다고 가정하였다. Fig. 5(c) 또한 이와 같은 가정을 따라 선택된 매개변수로 해석된 결과이다. Fig. 5(c)의 해석 결과를 통해 확인할 수 있듯이, 서로 동일한 강성저감과 강도저감 매개변수를 사용하여도 해석모델이 실험체의 이력거동을 모사하는데 무리가 없다고 판단하였다. 이 절에서 제안한 방법을 통해 반복 해석 과정을 거쳐 결정된 손상 매개변수들은 Table 2에 제시되어 있다.

5. 제안된 해석모델의 검증

이번 절에서는 반복 해석을 통해 제안된 매개변수들의 정확성을 검증하였다. 검증에 사용된 실험체는 총 6개이며 Table 1로부터 선정되었다. 제안된 매개변수의 검증을 위해 OpenSees (McKenna [21])상에서 철근콘크리트 기둥을 모델링하여 실험체와 동일한 변위이력을 해석모델에 가하여 반복 가력에 대한 이력거동을 비교하였으며 그 결과는 Fig. 6에 제시되어 있다.

Fig. 6(a)는 Nagasaka [10]에 의해 수행된 HPRC10-63 실험체의 이력곡선과 제안된 매개변수로 해석된 이력곡선의 비교 결과이다. 실험 결과의 최대 내력은 88.8 kN, 해석모델의 최대 내력이 85.1 kN으로 약 4.24%의 오차율을 보였다. 누적 에너지 소산량의 경우 실험이 2.0 kJ, 해석이 2.2 kJ로 약 8.70 %의 오차율을 보였다.

Fig. 6(b)는 Imai and Yamamoto [11]에 의해 수행된 No. 1 실험체의 이력곡선과 제안된 매개변수로 해석된 이력곡선의 비교 결과이다. 실험 결과의 최대 내력은 474.6 kN, 해석모델의 최대 내력이 463.7 kN으로 약 2.31%의 오차율을 보였다. 누적 에너지 소산량의 경우 실험이 13.1 kJ, 해석이 13.9 kJ로 약 6.04%의 오차율을 보였다.

Fig. 6(c)는 Arakawa et al. [13]에 의해 수행된 OA5 실험체의 이력곡선과 제안된 매개변수로 해석된 이력곡선의 비교 결과이다. 실험 결과의 최대 내력은 135.6 kN, 해석모델의 최대 내력이 144.0 kN으로 약 6.23%의 오차율을 보였다. 누적 에너지 소산량의 경우 실험이 0.6 kJ, 해석이 0.7 kJ로 약 6.54%의 오차율을 보였다.

Fig. 6(d)는 Umehara and Jirsa [15]에 의해 수행된 2CUS 실험체의 이력곡선과 제안된 매개변수로 해석된 이력곡선의 비교 결과이다. 실험 결과의 최대 내력은 419.2 kN, 해석모델의 최대 내력이 396.2 kN으로 약 5.47%의 오차율을 보였다. 누적 에너지 소산량의 경우 실험이 8.4 kJ, 해석이 8.1 kJ로 약 3.15%의 오차율을 보였다.

Fig. 6(e)는 Lynn et al. [17]에 의해 수행된 3CLH18 실험체의 이력곡선과 제안된 매개변수로 해석된 이력곡선의 비교 결과이다. 실험 결과의 최대 내력은 282.3 kN, 해석모델의 최대 내력이 273.7 kN으로 약 3.05%의 오차율을 보였다. 누적 에너지 소산량의 경우 실험이 17.5 kJ, 해석이 15.8 kJ로 약 9.78%의 오차율을 보였다.

Fig. 6(f)는 Ohue et al. [19]에 의해 수행된 2D16RS 실험체의 이력곡선과 제안된 매개변수로 해석된 이력곡선의 비교 결과이다. 실험 결과의 최대 내력은 104.3 kN, 해석모델의 최대 내력이 108.8 kN으로 약 4.30%의 오차율을 보였다. 누적 에너지 소산량의 경우 실험이 9.6 kJ, 해석이 11.2 kJ로 약 14.3%의 오차율을 보였다.

본 연구에서 수집된 실험 결과와 제안된 매개변수 결정 절차를 계산된 해석 결과를 전체적으로 비교해 보면, 초기강성, 항복지점, 최대 내력 지점의 오차는 매우 작은 것을 확인할 수 있었다. 강도저감 현상 또한 강도저감 매개변수와 동일한 값을 가진다고 가정하였음에도 해석모델과 실험 결과가 매우 잘 일치하는 것을 확인할 수 있었다.

에너지 소산량의 경우 대부분의 실험체에서 5% 전후의 오차율을 보인 반면, Fig. 6(f)의 비교 결과에서는 에너지 소산량의 오차가 약 14%에 달하는 것을 확인할 수 있었다. 그 원인에 대해 분석해본 결과, 이것은 정가력 방향과 부가력 방향의 강도저감 정도의 차이로 발생하는 문제인 것으로 밝혀졌다. 본 연구에 사용된 Pinching4 모델은 정가력과 부가력시 동일한 정도의 강도 및 강성저감만을 고려할 수 있다. 따라서 추후에 이 모델을 개선할 경우, 정가력과 부가력 방향에 서로 다른 강도저감 매개변수를 결정할 수 있는 절차를 도입해야 할 것으로 여겨진다.

제안된 매개변수 결정 방법을 사용한 해석모델과 실험체의 이력거동 비교해본 결과, 실험체의 이력거동을 정확하게 예측하는 것을 확인할 수 있었다. Fig. 6의 검증 결과는 Table 3에 요약되어 있다.

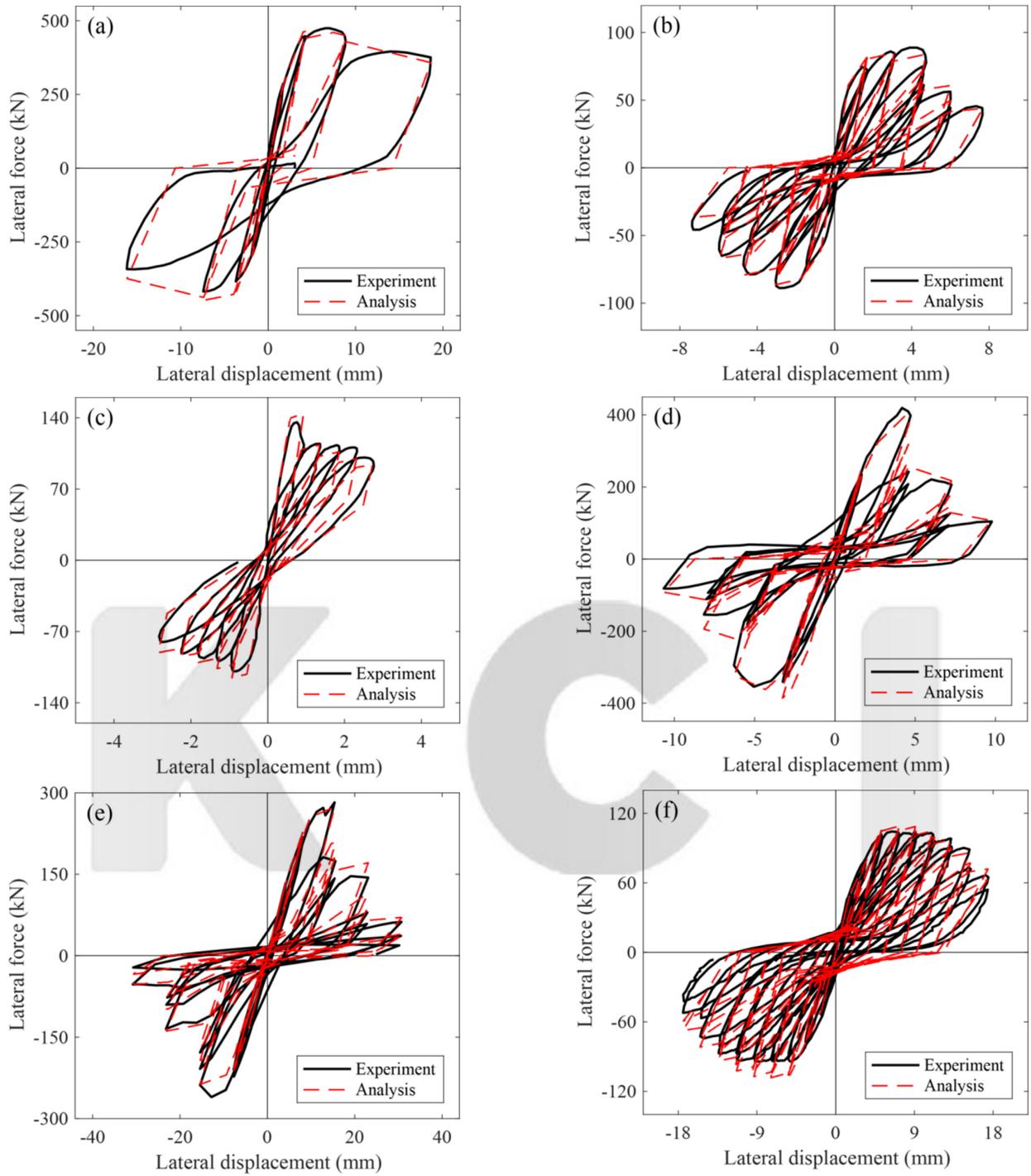


Fig. 6. Comparison of experimental result with analysis result

Table 3. Verification of analytical results

Specimen	Maximum lateral force (kN)			Dissipated energy (kJ)		
	test data	analysis	error (%)	test data	analysis	error (%)
HPRC10-63	88.8	85.1	4.24	2.0	2.2	8.70
No.1	474.6	463.7	2.31	13.1	13.9	6.04
OA5	135.6	144.0	6.23	0.6	0.7	6.54
2CUS	419.2	396.2	5.47	8.4	8.1	3.15
3CLH18	282.3	273.7	3.05	17.5	15.8	9.78
2D16RS	104.3	108.8	4.3	9.6	11.2	14.3

6. 요약 및 결론

현행 내진설계 기준이 적용되기 이전에 지어진 기존 철근콘크리트 구조물은 대부분 보강상체가 취약하다. 특히 기둥부재의 경우, 당시 기준에서 제시하는 최소한의 횡보간근만이 사용되었기 때문에 이력곡선상에서 강도 및 강성저감 그리고 핀칭이 발생할 수 있으며, 최종적으로 전단파괴에 도달할 수 있다. 따라서 본 연구에서는 전단파괴가 발생한 RC 기둥의 정확한 이력거동 예측을 위한 해석 매개변수 결정 방법을 제안하였다.

제안된 해석모델은 탄성 보-기둥부재의 단부에 **Pinching4** 모델을 이용한 비선형 회전 스프링을 배치한 형태이다. 해석모델에 사용되는 매개변수는 선행 연구자들이 수행한 RC 기둥 실험중에서 전단파괴가 발생한 22개의 실험체를 이용하여 결정되었다. 각각의 실험체에 대한 손상 매개변수 결정에는 비선형 회귀분석이 이용되었다.

제안된 손상 매개변수들의 정확도는 6개의 전단파괴가 발생한 RC 기둥 실험체와의 비교를 통해 검증되었다. 그 결과, 최대 내력의 경우 최대 6% 정도의 오차를 보였다. 누적 에너지 소산량의 경우, 하나의 실험체만 약 14%의 오차를 보였으며, 나머지 5개의 실험체는 10% 이내의 오차를 보였다. 에너지 소산량의 오차가 약 14%를 기록한 실험체의 경우, 부가력측에서 해석모델의 강도가 과대평가되어 오차가 발생한 것으로 나타났다. 추후 연구에서 정가력과 부가력시에 서로 다른 손상 매개변수를 고려할 수 있는 해석모델을 개발한다면 이 문제는 해결될 것으로 여겨진다.

/ 감사의 글 /

본 연구는 한국연구재단이 주관하는 선도대학 육성사업 (No. 2016 A0004010105)과 중견연구자지원사업 (No. 2015R1A2A1A15055248)의 지원을 받아 수행되었습니다.

/ REFERENCES /

1. Baradaran Shoraka H. Collapse assessment of non-ductile reinforced concrete moment frames. PhD thesis, University of British Columbia, c2012.
2. Ibarra LF, Medina RA, Krawinkler H. Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration. *Earthquake Eng Struct*. 2005 Jun 13;34(12):1489-1511.
3. Lignos DG, Krawinkler H. Deterioration modeling of steel components in support of collapse prediction of steel moment frames under earthquake loading. *J Struct Eng*. 2010 Nov 1;137(11):1291-1302.
4. Lowes LN, Mitra N, Altoontash A. A beam-column joint model for simulating the earthquake response of reinforced concrete frames, Pacific Earthquake Engineering Research Center. Report No. c2003 Oct.
5. Haselton CB, Deierlein GG. Assessing seismic collapse safety of modern reinforced concrete moment frame buildings. Pacific Earthquake Engineering Research Center. Technical Report. c2007 Aug.
6. Elwood KJ, Moehle JP. Dynamic collapse analysis for a reinforced concrete frame sustaining shear and axial failures. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*. 2008 Jan 17;37(7):991-1012.

7. Ghannoum WM, Moehle JP. Rotation-based shear failure model for lightly confined RC columns. *J Struct Eng*. 2012 Oct 1;138(10):1267-1278.
8. LeBorgne MR. Analytical Element for Simulating Lateral-Strength Degradation in Reinforced Concrete Columns and Other Frame Members. *J Struct Eng*. 2014 Aug 26;140(7):04014038.
9. Sezen H, Chowdhury T. Hysteretic model for reinforced concrete columns including the effect of shear and axial load failure. *J Struct Eng*. 2009 Feb 1; 135(2):139-146.
10. Nagasaka T. Effectiveness of Steel Fiber as Web Reinforcement in Reinforced Concrete Columns. *Transactions of the Japan Concrete Institute*. 1982;4(1): 493-500.
11. Imai H, Yamamoto Y. A Study on Causes of Earthquake Damage of Izumi High School Due to Miyagi-Ken-Oki Earthquake in 1978. *Transactions of the Japan Concrete Institute*. 1986;8(1):405-418.
12. Zhou X, Satoh T, Jiang W, Ono A, Shimizu Y. Behavior of Reinforced Concrete Short Column Under High Axial Load. *Transactions of the Japan Concrete Institute*. 1987;9(1):541-548.
13. Arakawa T, Arai Y, Mizoguchi M, Yoshida M. Shear Resisting Behavior of Short Reinforced Concrete Columns Under Biaxial Bending-Shear and varying axial load. *Transactions of the Japan Concrete Institute*. 1989;11:317-324.
14. Wight JK, Sozen MA. Shear Strength Decay in Reinforced Concrete Columns Subjected to Large Deflection Reversals. *Structural Research Series No. 403, Civil Engineering Studies, University of Illinois Urbana-Champaign Ill*. c1973 Aug. 290 p.
15. Umehara H, Jirsa JO. Shear Strength and Deterioration of Short Reinforced Concrete Columns Under Cyclic Deformations. PMFSEL Report No. 82-3, Department of Civil Engineering, University of Texas at Austin, Austin Texas. c1982 Jul. 256 p.
16. Bett BJ, Klingner RE, Jirsa JO. Behavior of Strengthened and Repaired Reinforced Concrete Columns Under Cyclic Deformations. PMFSEL Report No. 85-3 Department of Civil Engineering, University of Texas at Austin, Austin Texas, c1985.
17. Lynn A, Moehle JP, Mahin SA, Holmes WT. Seismic Evaluation of Existing Reinforced Concrete Building Columns. *Earthquake Spectra*. 1996 Nov;12(4):715-739.
18. Aboutaha RS, Engelhardt MD, Jirsa JO, Kreger ME. Rehabilitation of Shear Critical Concrete Columns by Use of Rectangular Steel Jackets. *American Concrete Institute, ACI Structural Journal*. 1999 Feb 1;96(1):68-78.
19. Ohue M, Morimoto H, Fujii S, Morita S. The Behavior of R,C. Short Columns Failing in Splitting Bond-Shear Under Dynamic Lateral Loading. *Transactions of the Japan Concrete Institute*. 1985 Jan; 7(1):293-300.
20. Ono A, Shirai N, Adachi H, Sakamaki Y. Elasto-Plastic Behavior of Reinforced Concrete Column With Fluctuating Axial Force. *Transactions of the Japan Concrete Institute*. c1989;11:239-246.
21. McKenna FT. Object-oriented finite element programming: Frameworks for analysis, algorithms and parallel computing. Ph.D. Thesis, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley. c1997.
22. Park YJ, Ang AHS. Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete. *J Struct Eng*. 1985 Apr 1;111(4):722-739.