

2025년 추계학술발표대회 : 일반부문

노후 RC 기둥의 휨, 전단 및 축 파괴를 포함한 Pushover 곡선 예측 위한 수치모델

A Numerical Model for Simulating Pushover curve of Older RC Columns with Flexural, Shear, and Axial Failure Modes

○김 지 승* 구 수 현** 한 상 환***
Kim, Ji Seung Koo, Su Hyun Han, Sang Whan

Abstract

Most reinforced concrete (RC) building columns constructed before the 1980s are vulnerable to shear and axial failures. Such failures cause rapid degradation of strength and stiffness, potentially leading to building collapse. Numerical models are commonly used to assess the seismic performance of columns, with concentrated plasticity models favored for their simplicity and computational efficiency. However, existing models are often unable to capture brittle behavior characterized by sudden strength and stiffness loss. To address this limitation, this study combines the modified IMKPeakoriented model with a limit state model to more accurately predict the pushover curves of columns with flexural, shear and axial failures.

키워드 : 기둥, 휨 파괴, 전단 파괴, 축 파괴, 집중 소성 모델, 한계 상태 모델, 푸시오버 곡선

Keywords : Column, Flexural failure, Shear failure, Axial failure, Concentrated plasticity model, Limit state model, Pushover curve

1. 서론

국내 내진 설계 기준이 도입되기 이전인 1980년대 이전에 건설된 다수의 철근콘크리트 (RC) 건물은 주로 중력 하중에 저항하도록 설계되어 지진 하중에 대한 저항 성능이 매우 취약하다 (Lee and Han, 2019). 특히 이러한 건물에서 기둥은 높은 축력과 지진력을 동시에 저항해야 함에도 불구하고, 부적합한 갈고리 형태, 넓은 간격의 횡방향 철근 상세를 가지고 있다 (Sezen and Mochle, 2004). 이러한 비내진 상세를 가진 기둥은 연성 능력을 크게 저하시켜 급격한 강도 저하를 동반하는 전단 및 축 파괴와 같은 취성 파괴를 유발한다 (Sezen and Chowdhury, 2009). 이에 따라 기둥이 파괴되면 구조물 전체의 붕괴로 이어질 수 있어 (Dogan, 2011), 기둥의 내진 성능을 정밀하게 평가하고 예측하는 연구는 필수적이다.

기둥의 내진 성능을 정확히 평가하기 위해 수치해석 모

델이 널리 활용되고 있다 (NIST, 2010). 이러한 수치해석 모델은 집중 소성 모델 (concentrated plasticity model), 분산 소성 모델 (distributed plasticity model), 유한 요소 모델 (finite element model)로 구분된다 (PEER/ATC 72-1, 2010). 분산 소성 모델과 유한 요소 모델은 재료 단위의 해석을 통해 연성적인 거동에 대해서는 정밀하게 모사할 수 있으나, 반복하중에 따른 급격한 강도 및 강성 저하와 같은 취성적인 거동을 포착하는 데는 한계가 있다 (Choi and Lee, 2022). 반면 집중 소성 모델은 해석 모델 구성이 단순하고 계산 효율성이 높으며, 강도 및 강성 저하 현상을 효과적으로 모사할 수 있다. 그러나 모델 매개변수의 정확도가 해석 모델의 신뢰성에 크게 좌우한다 (Park et al., 2025).

다수의 선행 연구 (AN, 1981, Ibarra et al., 2005)에서는 RC 기둥의 비선형 거동을 모사하기 위해 집중 소성 모델에 적용할 수 있는 다양한 이력 규칙 (hysteretic rule)을 제안하였다. 그 중 Ibarra et al. (2005)이 제안한 modified IMKPeakoriented 모델은 에너지 기반 손상 규칙을 기반으로 강도 및 강성 저하를 모사하는 대표적인 최대 강도 지향형 모델이다. 이를 바탕으로 Haselton et al. (2016)은 휨 지배 기둥 실험체를 대상으로 해당 모델에 대한 매개변수 경험식을 제안하여 기둥의 이력 거동을 예측한 바 있다. 그러나 이 모델은 기둥의 이력 거동에서 급격한 강도 및 강성 저하를 제대로 예측하지 못한다는 한계점이 있다. 따라서 노후 RC 기둥의 이력 거동을 모사하는 데는 적합하지 않다.

이러한 한계를 보완하기 위해 Elwood and Mochle

* 한양대 대학원 석사과정

** 한양대 대학원 박사과정

*** 한양대 건축공학과 교수, 공학박사

(Corresponding author : Department of Architectural Engineering, Hanyang University, swan82@gmail.com)

이 연구는 2025년도 한국연구재단 연구비 지원에 의한 결과의 일부임. 과제번호: RS-2025-25432501

이 연구는 2025년도 행정안전부 연구비 지원에 의한 결과의 일부임. 과제번호: B0080901000971

(2008)은 변위비를 기반한 한계 상태 (limit state)를 활용하여 기둥의 취성적인 거동을 모사하는 모델을 제안하였다. 해당 모델은 기둥이 정의된 전단 및 축 파괴 시 변위비에 도달하면 수치 모델의 비선형 스프링 요소에 강성을 급격히 저하시켜, 기둥 파괴 시 나타나는 급격한 강도 및 강성 저하를 모사한다.

따라서 본 연구에서는 취성 거동으로 인한 기둥의 급격한 강도 및 강성 저하를 모사하기 위해 Ibarra et al. (2005)이 개발한 modified IMKPeakoriented 모델과 Elwood and Moehele (2008)이 제안한 limit state 모델을 결합하여 노후 RC 기둥의 pushover 곡선을 정확하게 예측하고자 하였다. 이에 따라 본 연구의 절차는 다음과 같다. (1) 노후 RC 기둥을 대표하는 실험체 선정, (2) 전단 및 축 파괴 분류, (3) 수치 모델 구축, (4) 실험 결과와의 정확도 비교 및 검증.

2. 대상 실험체 선정

Zhu et al. (2007)이 제시한 노후 RC 기둥의 재료물성치 범위는 다음과 같다.

- 전단경간비: $1.2 \leq a/d \leq 7.0$
- 횡보강근 간격과 유효깊이 비: $0.1 \leq s/d \leq 1.2$
- 콘크리트 압축강도: $16.0 \leq f'_c \text{ (MPa)} \leq 56.2$
- 주철근 항복강도: $318 \leq f_{yt} \text{ (MPa)} \leq 587$
- 횡보강근 항복강도: $249 \leq f_{yt} \text{ (MPa)} \leq 616$
- 주철근비: $0.012 \leq \rho_l \leq 0.0033$
- 횡보강근비: $0.0006 \leq \rho_t \leq 0.022$
- 축하중비 ($0.00 \leq v (= P/A_g f'_c) \leq 0.8$)

본 연구에서는 Ousaleem et al. (2002)이 수행한 실험체 중 Specimen 8을 대상 실험체로 선정하였다. Table 1은 해당 실험체의 물성치가 제시되어 있으며, 이는 노후 RC 기둥의 조건을 충족한다.

Table 1. Summary of material properties of Specimen 8

L (mm)	b (mm)	h (mm)	c (mm)	a/d	s/d
300	300	900	40	1.5	0.25
f'_c (MPa)	f_{yt} (MPa)	f_{yt} (MPa)	ρ_l	ρ_t	v
18.0	340	384	0.01693	0.00284	0.3

3. RC 기둥의 파괴모드 분류

본 절에서는 ASCE 41 (2017)과 Nakamura and Yoshimura (2002)를 기반으로 대상 실험체의 전단파괴와 축 파괴 여부를 정량적으로 예측하고자 하였다. 이를 통해 대상 실험체가 전단 및 축파괴 거동을 검증하기 위한 실험체로 타당함을 확인하였다.

3.1 RC 기둥의 전단 파괴 (ASCE 41, 2017)

Table 2는 ASCE 41 (2017)에서 제시한 RC 기둥의 파괴

모드를 나타낸 것이다. 이를 통해 휨, 휨-전단, 전단 파괴를 정량적으로 예측할 수 있다. 여기서 파괴 모드를 분류하는 변수는 V_p/V_n 이다. 휨 강도 도달 시 전단력 (V_p)은 M_{max}/a 로 산정하며, 공칭 전단강도 (V_n)은 식 (1)로 계산된다.

$$V_n = \frac{A_t f_{yt} d}{s} + 0.8 \left(\frac{0.5 \sqrt{f'_c}}{a/d} \sqrt{1 + \frac{P}{0.5 \sqrt{f'_c} A_g}} \right) A_g \quad (1)$$

여기서, A_t 는 횡보강근 면적, A_g 부재의 전단면적, d 는 단면의 유효깊이, s 는 횡보강근 간격을 의미한다.

Specimen 8은 산정된 V_p/V_n 값이 1.0을 초과하여 전단 파괴로 분류된다. 따라서 본 실험체는 전단 파괴로 인해 취성적인 거동을 나타내는 것으로 판단된다.

Table 2. Failure mode classification of RC columns based on ASCE 41 (2017)

Hooks detail Shear capacity ratio	135-degree hooks	90-degree hooks	Other
$V_p/V_n \leq 0.6$	Flexure	Flexure-shear	Flexure-shear
$0.6 < V_p/V_n \leq 1.0$	Flexure-shear	Flexure-shear	Shear
$1.0 < V_p/V_n$	Shear	Shear	Shear

3.2 RC 기둥의 축 파괴 (Nakamura and Yoshimura, 2002)

RC 기둥에서 발생하는 축 파괴는 축 하중 지지 능력 (axial load carrying capacity)을 상실하여 붕괴에 이르는 파괴 상태를 의미한다. Nakamura and Yoshimura (2002)의 실험에 따르면, 기둥의 반복하중이 가해져 최대 강도에 도달한 이후 강도 및 강성 저하가 발생함에 따라 기둥의 횡 저항 능력이 점차 감소하며, 해당 능력이 완전히 상실되어 전단력이 0이 될 때 축 파괴가 발생한다.

Figure 1은 Specimen 8의 이력 곡선 (회색 실선), 이로부터 추출한 포락 곡선 (파란색 실선), 최종적으로 식별된 축 파괴 지점 (Δ_a)을 함께 나타낸 것이다. 실험체는 반복 하중 하에서 강도 저하를 겪으며 횡 저항 능력이 감소하였고, 최종적으로 능력을 완전히 상실하여 전단력이 0이 되는 지점에 도달하였다. 이 시점 이후 하중을 지지하지 못하고 변위가 급격히 증가하였다. 이에 따라 본 실험체는 해당 지점에서 축 파괴가 발생한 것으로 판단한다.

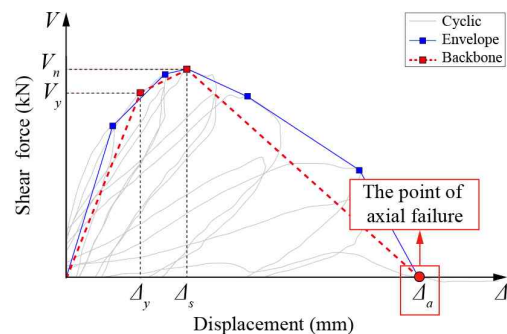


Figure 1. Envelope curve and axial failure point of Specimen 8 (Nakamura and Yoshimura, 2002)

4. RC 기둥의 수치 모델 구축

전단 및 축 파괴가 발생하는 노후 RC 기둥의 점진적인 성능 저하와 취성 파괴 거동을 통합적으로 예측하기 위해 집중 소성 모델을 구성하였다. Figure 2(a)는 기둥 모델에서 비선형 스프링 요소와 탄성 요소를 나타낸 것이다. 해당 모델에서 기둥 하단에는 세 가지 비선형 스프링 요소가 직렬로 연결되어 있다. 회전 스프링 (flexural spring)은 부재의 모멘트-회전 관계, 축 휨 거동을 집중적으로 모사한다. 전단 스프링 (shear spring)은 탄성 구간에서 매우 큰 강성을 가지다가, 전단 파괴 시 음의 기울기를 통해 급격한 강도 저하를 모사한다. 또한, 축 스프링 (axial spring) 또한 매우 큰 강성을 유지하다가, 축 파괴 시 음의 기울기를 통해 축 하중 지지 능력 상실 거동을 모사한다. 이에 따라 해당 모델은 휨 거동뿐만 아니라 전단 및 축 파괴 시의 거동까지 통합적으로 모사하는 것을 목표로 한다.

4.1 Modified IMKPeakoriented 모델의 뼈대 곡선

뼈대 곡선은 구조부재가 특정 변형에서 도달할 수 있는 한계 상태를 의미하며, Figure 2(b)는 modified IMKPeakoriented 모델의 뼈대 곡선 매개 변수를 나타낸다. 여기서 탄성 강성 (K_e)는 원점과 항복점을 잇는 유효 할선 강성 (effective secant stiffness), 항복점 (θ_y, M_y)은 부재가 항복하는 시점의 변위비와 모멘트, 변화 경화율 ($\alpha_s = K_c/K_e$)은 소성 구간에서의 기울기 (K_c)와 탄성 강성 (K_e)의 비, 소성 회전 능력 ($\theta_{cap,pl}$)은 항복 이후 최대 강도 (M_c)에 도달하기까지의 변형, 최대 내력 이후 회전 능력 (θ_{pc})은 연화 구간에서 최대 강도 도달 이후의 변형, 강도 감소 강성 ($K_{deg}^n = M_c/\theta_{pc}$)은 감소 시점 기울기를 의미한다.

Haselton et al. (2016)은 휨 파괴 실험체 220개와 휨-전단 파괴 실험체 35개 대상의 modified IMKPeakoriented 모델의 매개 변수의 경험식을 식 (2) ~ (5)와 같이 제안하였다.

$$\frac{EI_y}{EI_g} = 0.75(0.1 + \frac{P}{A_g f'_c}), (0.2 \leq \frac{EI_y}{EI_g} \leq 0.6) \quad (2)$$

$$M_c/M_y = (1.25)(0.89)^\nu (0.91)^{0.01 c_{mit} f'_c} \quad (3)$$

$$\theta_{cap,pl} = 0.10(1 + 0.55\alpha_{sl})(0.16)_\nu (0.02 + 40\rho_{sh})^{0.43} (0.54)^{0.01 c_{mit} f'_c} \quad (4)$$

$$\theta_{pc} = (0.76)(0.031)^\nu (0.02 + 40\rho_t)^{1.02} \leq 0.10 \quad (5)$$

EI_y/EI_g 는 유효 휨 강성으로 항복 강도에 대한 할선 강성 (EI_y)와 전단면 할선 강성 (EI_g)의 비이다. c_{mit} 은 단위 변환 계수, α_{sl} 은 부착 미끄러짐 계수이다.

4.2 Limit state 모델의 뼈대 곡선

Figure 2(c)는 Elwood and Moeble (2008)이 제안한 limit state 모델의 뼈대 곡선 매개변수를 나타낸 것이다. 이 모델은 기둥의 최대 강도와 전단 및 축 파괴 시 변위비의 한계값을 정의한다. 전단 및 축 스프링의 탄성 강성 (K_1, K_2, K_3, K_4)은 매우 큰 값으로 설정되며, 전단 스프링의 경우, 전단 파괴가 발생하는 기둥에 대해 공칭 전단 강도 (V_n)가 기둥의 최대 강도의 한계값이 되도록 정의한다. 축 스프링의 경우 전체 응답에서 축 파괴 변위 도달 시 (Δ_a), 급격한 강성 감소로, 축 하중 지지 능력 상실을 구현한다. Figure 2(d)는 스프링에 의해 도출되는 모델의 최종 응답이다. Elwood and Moeble (2008)이 제안한 전단 및 축 파괴 시점의 변위비는 각각 식 (6)과 (7)에 제시되어 있다.

$$\frac{\Delta_s}{L} = \frac{3}{100} + 4\rho_t - \frac{1}{40} \frac{\nu}{\sqrt{f'_c}} - \frac{1}{40} \frac{P}{A_g f'_c} \geq \frac{1}{100} \quad (6)$$

$$\frac{\Delta_a}{L} = \frac{4}{100} \frac{1 + \tan^2 65^\circ}{\tan 65^\circ + P(\frac{s}{A_{sh} f_{yt} d_c \tan 65^\circ})} \quad (7)$$

여기서 ν 는 공칭 전단응력 ($= V_n/bh$), d_c 는 코어 콘크리트 유효 깊이이다.

5. RC 기둥의 수치 모델 검증

본 절에서는, 제안된 해석 모델의 정확성과 신뢰성을 검증하기 위하여 실험 결과와의 비교 분석을 수행하였다. 비교 대상은 휨 거동만을 모사하는 모델 (Case 1)과 휨, 전단, 축 거동을 모두 모사하는 모델 (Case 2)이다.

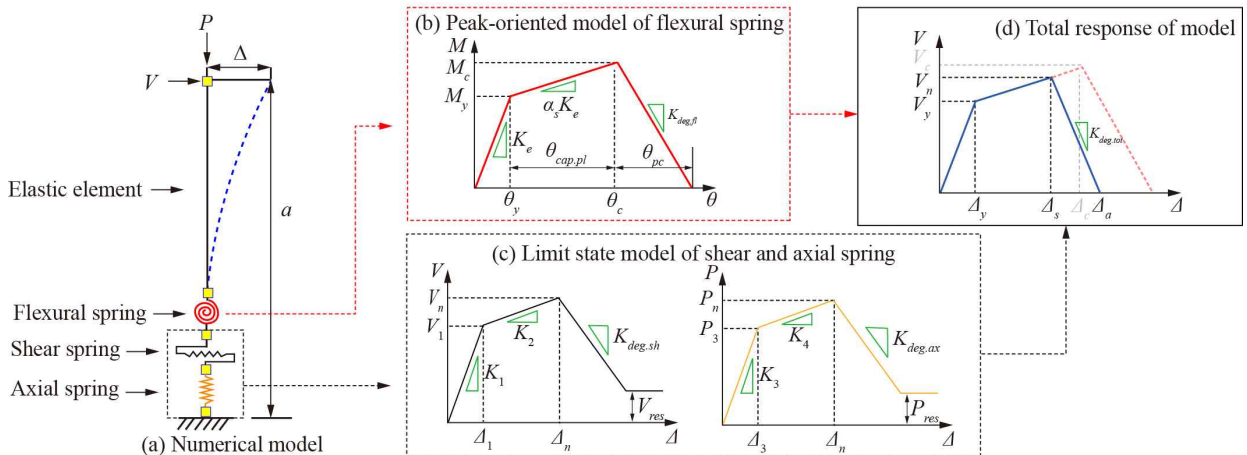


Figure 2. Numerical model for RC column and backbone curve of nonlinear spring element

Figure 3은 Specimen 8의 이력 곡선 (회색 실선), 포락 곡선 (청색 실선)에 대해 비교하기 위해 Case 1 (녹색 점선), Case 2 (적색 일점쇄선)의 뼈대 곡선을 나타낸 것이다. 해당 실험체는 V_u 는 234.9 kN, θ_s 는 0.006, θ_d 는 0.019로 측정되었다. Case 1은 V_u , θ_s , θ_d 를 과대평가하여, 결론적으로 기둥의 소성 변형 능력을 적절히 모사하지 못하였다. Case 2는 V_u 는 235.3 kN으로 실험값 대비 0.2%의 오차율, θ_s 는 0.010으로 66.7%의 오차율, θ_d 는 0.022로 15.7%의 오차율이 발생하였다. 이를 통해 해당 모델이 전체 파괴 과정을 모사할 수 있음을 확인하였다.

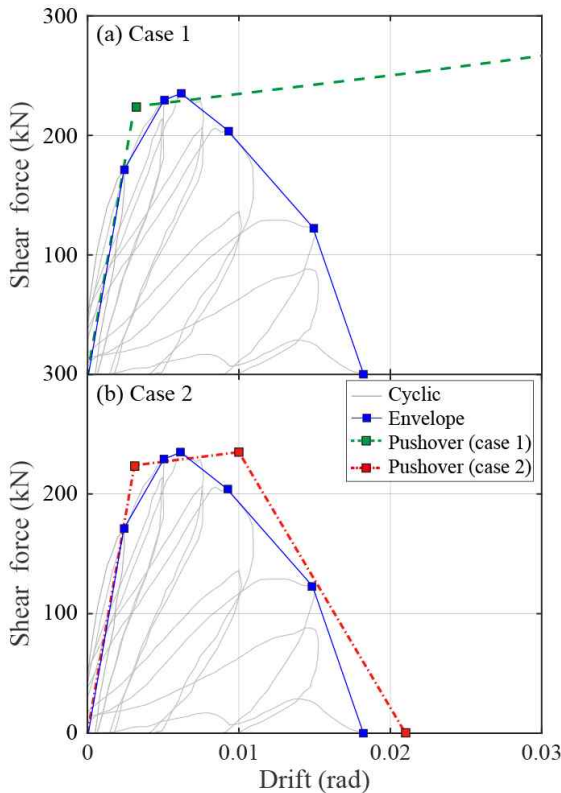


Figure 3. Comparison of pushover curve and envelope curve for Specimen 8

6. 결론

본 연구에서는 비내진 상세가 적용된 노후 RC 기둥의 pushover 곡선을 보다 정확히 모사하기 위해 modified IMKPeakoriented 모델과 limit state 모델을 결합하였다. 기존 모델과의 비교 검증을 통해, 해당 모델은 기둥의 강도 및 변형 능력 한계를 정의하는 뼈대 곡선 예측에 있어 더 높은 정확도를 보였으며, 기존 모델이 가지는 취성 거동 모사의 한계를 효과적으로 보완할 수 있음을 확인하였다. 결론적으로, 본 연구의 모델은 노후 RC 기둥의 전반적인 비선형 거동을 예측하는 효과적인 해석 도구로서, 향후 취약 건물의 내진 성능 평가에 기여할 수 있다.

참고문헌

1. AN, S. O. (1981). Hysteresis models of reinforced

concrete for earthquake response analysis.

2. Choi, M. H., and Lee, C. H. (2022). Nonlinear Analysis Models to Predict the Hysteretic Behavior of Existing RC Column Members. *Journal of Korean Association for Spatial Structures*, 22(4), 89-98.
3. Dogan, M. (2011). Failure analysis of shear columns to seismic events. *Engineering Failure Analysis*, 18(2), 682-693.
4. Elwood, K. J., and Moehle, J. P. (2008). Dynamic collapse analysis for a reinforced concrete frame sustaining shear and axial failures. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 37(7), 991-1012.
5. Haselton, C. B., Liel, A. B., Taylor-Lange, S. C., and Deierlein, G. G. (2016). Calibration of model to simulate response of reinforced concrete beam-columns to collapse. *ACI Structural Journal*, 113(6), 1141-1152.
6. Ibarra, L. F., Medina, R. A., and Krawinkler, H. (2005). Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 34(12), 1489-1511.
7. Lee, C. S., and Han, S. W. (2019). Development of model parameter prediction equations for simulating load-deformation response of non-ductile RC columns. *Journal of the Earthquake Engineering Society of Korea*, 23(2), 119-129.
8. Nakamura, T., and Yoshimura, M. (2002). Gravity load collapse of reinforced concrete columns with brittle failure modes. *Journal of Asian Architecture and Building Engineering*, 1(1), 21-27.
9. Ousalem, H., Kabeyasawa, T., Tasai, A., and Ohsugi, Y. (2002). Experimental study on seismic behavior of reinforced concrete columns under constant and variable axial loadings.
10. Park, Y., Lee, C. S., Kim, J. H., and Jeon, J. S. (2025). Prediction of lumped plasticity model parameters for nonlinear response simulation of reinforced concrete columns. *Journal of the Earthquake Engineering Society of Korea*, 29(2), 99-105.
11. PEER/ATC 72-1, Modeling and Acceptance Criteria for Seismic Design and Analysis of Tall Buildings (2010).
12. Sezen, H., and Moehle, J. P. (2004). Shear strength model for lightly reinforced concrete columns. *Journal of Structural Engineering*, 130(11), 1692-1703.
13. Sezen, H., and Chowdhury, T. (2009). Hysteretic model for reinforced concrete columns including the effect of shear and axial load failure. *Journal of Structural Engineering*, 135(2), 139-146.
14. Zhu, L., Elwood, K. J., and Haukaas, T. (2007). Classification and seismic safety evaluation of existing reinforced concrete columns. *Journal of Structural Engineering*, 133(9), 1316-1330.