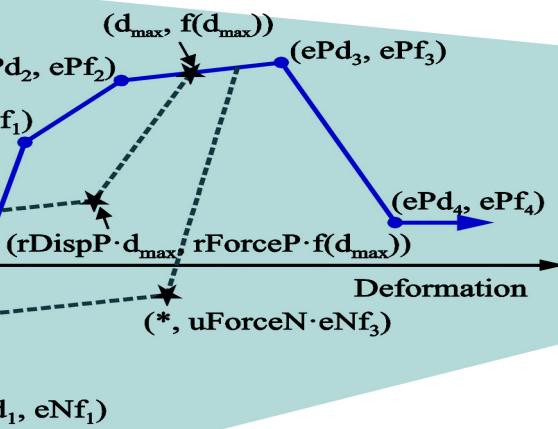


비내진 상세를 가진 철근 콘크리트 골조의 보-기둥 접합부 수치해석 모델

Numerical Model for Beam-Column Joints in Non-Ductile Reinforced Concrete Frames

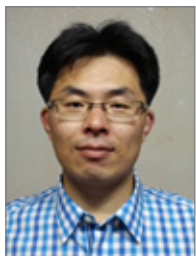


1. 서론

철근 콘크리트 골조구조물의 지진응답의 평가를 위해 보-기둥 접합부의 비선형 응답을 정확히 예측할 수 있는 구조해석 모델이 필요하다. 특히, 1967년 이전 설계기준에 의해 제작된 보-기둥 접합부(*beam-column joint subassembly*)들에 대한 반복하중 실험결과는 접합부에서 심각한 강성과 강도 손실이 나타났음을 보여주었다.¹⁾⁻³⁾ 심지어, ACI 318기준을 만족하는 상세를 가진 접합부에서도 상당한 강성과 강도 저하가 발견되었다.^{4),5)} 또한, 1994년 Northridge 지진후 건물 피해 조사 보고서들^{6),7)}은 이러한 접합부 파괴가 구조물 전체의 붕괴를 유발할 수도 있음을 언급하였다. 이러한 접합부의 파괴 가능성은 비내진 및 내진 상세를 가진 철근 콘크리트 건축물의 성능 평가시 접합부의 정확한 거동 모사가 필요함을 내포하고 있다.

지난 40년 동안, 철근콘크리트 보-기둥 접합부의 지진응답에 관한 상당한 실험연구들이 지속적으로 진행되고 있다. 이러한 연구들은 기둥, 보, 및 접합부로 구성된 보-기둥 접합부들의 응답 거동을 규명하거나 접합부 자체의 국부 거동을 조사하기 위하여 수행되었고, 수행된 실험체들은 과거 및 현대 내진설계 기준, 2차원 및 3차원 부재, 그리고 외부 및 내부 접합부 등의 다양한 변수들을 포함하고 있다. 그러나 대부분의 실험연구들은 추후 지진에 대비해 만족할 만한 구조 성능을 가질 수 있도록 내진설계 기준집의 상세기준들을 개정하는데 주목적이 있었다. 따라서, 많은 연구들은 횡방향 철근, 적절한 전단응력 요구량 및 보의 종방향 철근의 적절한 부착 응력 요구량 등 최근 설계기준을 만족하도록 제작된 접합부에 대하여 수행하였다. 반면에 비내진 상세를 가진 보-기둥 접합부(즉, 횡방향 철근이 없거나, 전단응력 요구량이 크거나, 또는 부착 응력 요구량이 큰 경우)에 대한 실험 연구는 상대적으로 미비한 실정이다.

접합부 유연성(*joint flexibility*)와 강도 손실을 고려한 구조물 지진응답 해석 및 성능 평가를 위해 보-기둥 접합부 모델의 개발 연구도 활발히 진행되고 있다. 접합부의 비선형 응답을 모사하기 위하여, (1) 기본 재료 물성치와 접합부 기하학적 형상에 의해 정의된 모델 응답에 기초한 다차원 연속체 요소들로 구성된 슈퍼요소(*super-elements*)를 이용하거나⁸⁾⁻¹⁰⁾, (2) 접합부 거동 메커니즘을 단순화시킨 일차원 스프링들로 구성된 슈퍼요소를 사용하거나¹¹⁾⁻¹³⁾, 또는 (3) 실험결과에 기반한 회전 힌지 모델(*rotational hinge model*)을 이용하고 있다.^{14),15)} 최근에 많은 실험체들에 모델 검증 및 보정(*validation and calibration*)에 관한 연구들이 수행되었다. 예를 들어, 내부 보-기둥 접합부에 대하여 Mitra와 Lowes¹²⁾, Shin과 LaFave¹⁶⁾, Jeon¹⁷⁾은 각각 57개, 26개, 124개의 실험체에 대하여 모델 검증을 수행하였다. 하지만 불행하게도 이러한 기존 연구에서 제안된



전 종수

School of Civil and Environmental Engineering
Georgia Institute of Technology 박사후연구원

접합부 모델들은 지진공학 커뮤니티에서 요구하는 모델링의 정확성 및 정밀성, 계산 효율성 및 견고성(robustness), 그리고 다양한 보-기둥 접합부의 형상에 대한 적용 가능성, 동하중 및 준정적하중에 대한 해석 프로그램의 수렴성 등 모든 사항들을 만족시키지는 못하였다.¹⁸⁾ 기존 개발된 모델들의 상기 필요 요건들을 충족시키려는지를 조사하기 위해 Jeon 등¹⁸⁾은 적용 가능성이 용이한 세 가지 기존 접합부 해석 모델(Jeon model¹⁷⁾, Kim and LaFave model¹⁹⁾, Birely et al. model²⁰⁾을 채택하여 OpenSees²¹⁾에 구현하였다. 상기 연구에서는 58개의 내부 보-기둥 접합부 실험체들에 대하여 접합부 국부 응답 곡선과 실험체의 전체 응답 곡선에 대하여 실험결과와 비교 검증을 수행하였다. 위에서 언급한 것과 같이, 비교결과들은 기존 어떤 접합부 모델도 상기 모든 모델링 필요조건들을 만족하지 못하였다.

다시 말해서, 우수한 접합부 수치해석 모델은 파괴 양상에 따른 접합부의 비선형 거동을 정확히 묘사할 수 있고, 많은 실험체들 모델 검증이 필요하며, OpenSees에 내재된 기존 요소들과 재료 모델 등을 이용하여 쉽게 구현될 수 있어야 한다. 또한, 지진 취약도 해석과 같이 상당한 수의 동적해석이 필요할 때, 시간을 절약할 수 있으며, 수렴성이 우수하여 모델 견고성을 가지고 있어야 한다. 이러한 조건들을 만족시키기 위하여 저자에 의해 개발된 보-기둥 접합부 수치 모델²²⁾을 본 기사에서 소개하고자 한다. 제한된 기사 분량으로 인해 본 기사에서는 접합부 전단파괴가 발생한 비내진 보-기둥 접합부에 대한 모델링과 결과에 대하여만 기술하였다. 하지만, 본 기사에서 기술한 모델링 기법을 바탕으로, 접합부의 전단파괴 가능성을 내포한 내진 상세를 가진 보-기둥 접합부에도 쉽게 적용할 수 있다.

2. 모 델

그림 1은 보-기둥 접합부 실험체의 OpenSees 해석 모델을 보여준다. 접합부로부터 떨어진 기둥 부재들을 모델하기 위하여 탄성 보-기둥 요소들이 이용되었고, 소성힌지 구간에는 기둥 부재들을 모델하기 위하여 파이버 유형의 displacement-based beam-column element들이 사용되었다. 보 부재들은 beam-WithHinges element를 이용하여 모델되었다. Berry 등²³⁾에서 제안된 것과 같이 보와 기둥 부재들의 소성힌지 구간은 각 부재 단면 깊이의 절반과 같다고 가정되었다. 파이버 단면에 대하여, 비구속(unconfined)과 구속(confined) 콘크리트는 인장강도 고려한 Concrete02 재료 모델을 사용하였고, 콘크리트 구속 효과는 Mander 등²⁴⁾이 제안한 모델에 의해 구현되었다. 종방향 철근은 Hysteretic 재료 모델을 이용하였고, 변형 경화율(strain hardening ratio)은 0.01로 가정하였다. 슬래브가 고려된 보-기둥 접합부 실험체에 대하여 슬래브는 비구속 콘크리트로 모델되었고, 슬래브 유효 폭은 ACI 318-11²⁵⁾에 의해 결정되었다. 또한, 보와 기둥의 탄성 구간에서의 유효 강성은 부재의 바 슬립(bar slip)을 고려한 Elwood 등²⁶⁾에 의한 제안식에 기반하여 결정되었다.

그림 2는 제안된 접합부 모델의 응답 포락선(envelope curve)을 보여준다. 이 포락선 모델은 Anderson 등²⁷⁾의 응답 모델과 Kim과 LaFave¹⁹⁾에 의해 제안된 강도 모델을 기반으로 개발되었다. 개발된 모델의 포락선 중 첫 두 세그먼트는 Anderson 등²⁷⁾ 모델에서 제안한 포락선을 채택하였다. 최대전단강도를 결정하기 위해 광범위한 실험 데이터베이스를 이용하여 회귀분석

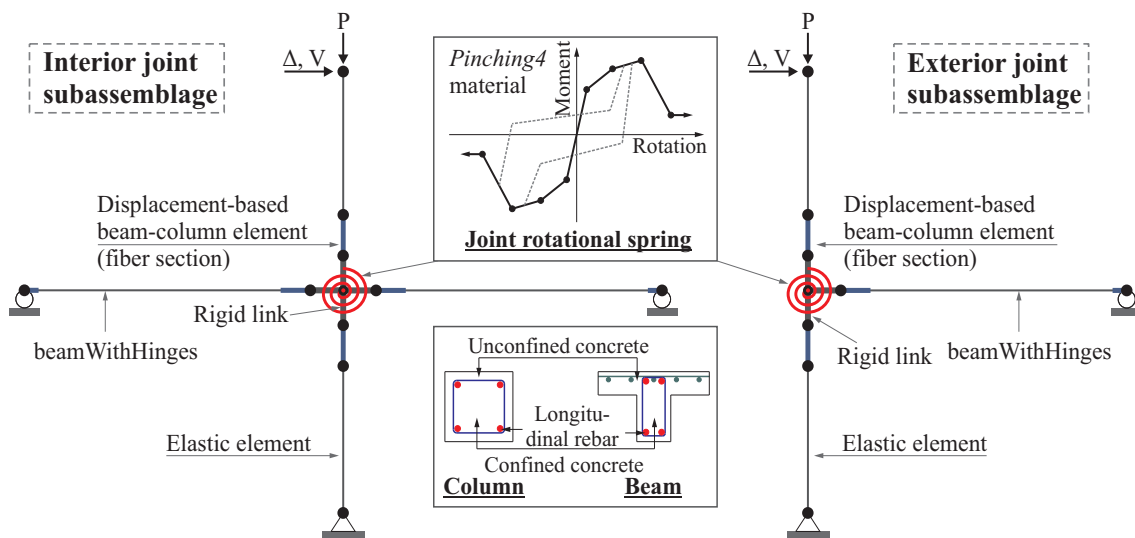


그림 1 보-기둥 접합부의 수치 해석 모델

(regression analysis) 기반 최대전단강도식(τ_{max})을 제안하였다. 여기서, 실험 데이터 베이스는 168개의 내부 접합부와 93개의 외부 접합부로 구성된 접합부 전단파괴를 경험한 비내진 상세를 가진 실험체들로 이루어져 있으며, 문헌조사를 통해 수집하였다. 표 1은 실험 데이터베이스의 변수를 요약한 것이며, 자세한 정보는 Jeon¹⁷⁾의 부록에서 찾아볼 수 있다. 이를 기반으로 순방향 단계적 다중선형회귀법(forward step-wise multiple linear regression)을 적용하여 최대전단강도식을 결정하였다. 입력 변수들은 Kim과 LaFave¹⁹⁾에서 사용한 변수들을 이용하여 구하였고, 비내진 상세에 대한 접합부 분류 규정은 Elwood 등²⁰⁾의 연구에 기초로 하였다(접합부 횡방향 철근이 기둥 단면 깊이의 절반 이상으로 배치되었을 경우, 비내진 접합부로 분류됨). 식 (1)은 최종 최대전단강도식을 보여주고 있으며, 자세한 유도과정은 Jeon⁷⁾과 Jeon 등²²⁾에서 찾아볼 수 있다.

$$\tau_{max} = 0.586(TB)^{0.774}(BI)^{0.495}(JP)^{1.25}(f_c)^{0.941} \text{ (MPa)} \quad (1)$$

식 (1)에서 TB는 접합부 구속 인자(3차원 기하형상)로서, 한 개 이하의 보 부재를 가진 실험체에 대하여 1로, 두 개 보 부재들을 실험체에 대하여 1.2로 사용된다. BI는 보 철근 인자로서, 종방향 철근비와 항복응력을 곱한 후 콘크리트 압축강도에 의해 나눈 값으로 정의된다. JP는 평면 기하형상 인자로서, 내부 접합부에 대하여 1이며, 외부 접합부에 대하여 0.75를 사용한다. 마지막으로 f_c 는 콘크리트 압축강도이다. 그림 3은 261개의 실험체에 대하여 식 (1)로부터 계산된 최대전단강도값과 실험값을 비교하고 있다. 그림 3에 나타난 것과 같이 예측 결과들은 실험치와 상당한 상관관계를 보여주고 있음을 알 수 있다(예측값과 실험

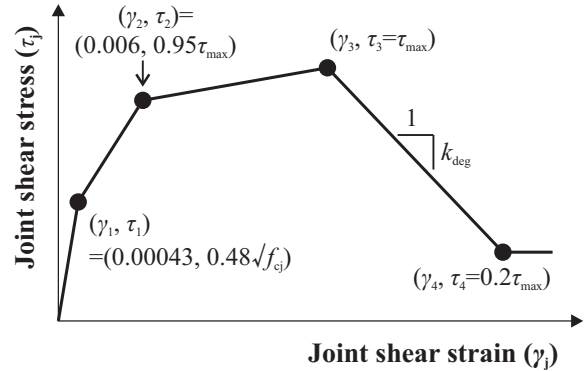


그림 2 접합부 전단강도-전단변형 관계에 대한 포락선

값의 비에 대한 변동계수(COV)는 0.148임). 참고로, Machine Learning

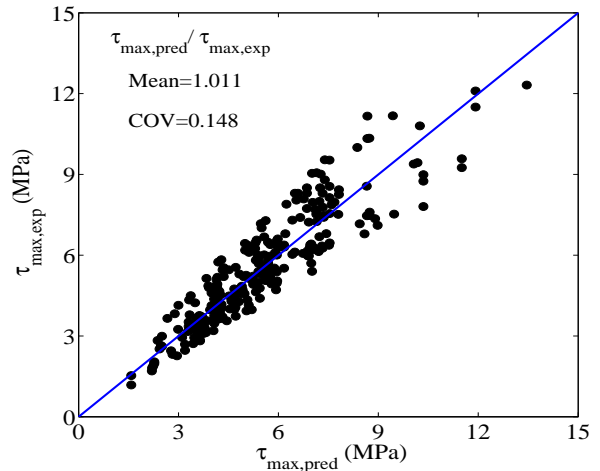


그림 3 접합부 전단강도 실험값과 이론값의 비교

기법 중 하나인 Multivariate Adaptive Regression Splines (MARS)을 이용하여 본 저자에 의해 제안된 최대전단강도식²⁹⁾을 사용하면

표 1 실험 데이터베이스에 대한 변수들[†] 요약

접합부	통계값	f_c (MPa)	$\tau_{exp} / \sqrt{f_c}$ ($\sqrt{\text{MPa}}$)	$\tau_{design} / \sqrt{f_c}$ ($\sqrt{\text{MPa}}$)	μ ($\sqrt{\text{MPa}}$)	ρ_j	ρ_b	ρ_c
외부접합부	최소값	8.3	0.35	0.25	1.41	0.000	0.003	0.005
	최대값	100.80	1.54	3.20	7.74	0.013	0.041	0.055
	평균값	33.00	0.84	1.20	3.47	0.001	0.013	0.025
	변동계수	0.37	0.29	0.43	0.37	1.977	0.482	0.421
내부접합부	최소값	11.57	0.47	0.72	1.00	0.000	0.006	0.009
	최대값	74.20	2.12	6.45	5.38	0.003	0.039	0.068
	평균값	30.03	1.28	2.18	3.10	0.000	0.015	0.027
	변동계수	0.37	0.28	0.54	0.34	4.024	0.461	0.478

[†] τ_{design} = ACI 352R-02[28]에 제시된 설계 접합부 전단응력 요구량, μ = 부착 강도 인자, ρ_j = 접합부의 횡방향 철근비, ρ_b = 보의 종방향 철근비, ρ_c = 기둥의 종방향 철근비

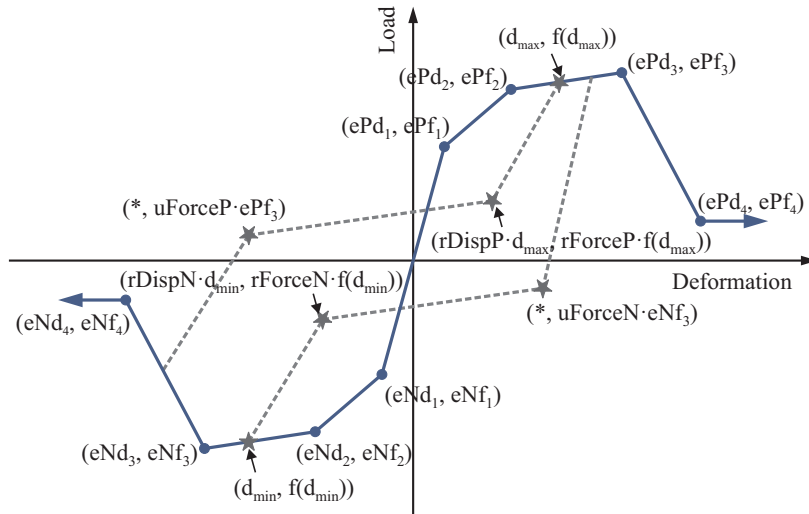


그림 4 OpenSees Pinching4 재료모델¹¹⁾

표 2 Pinching4 재료 모델에 대한 모델링 변수들의 평균치

접합부 종류	포락선 변수			반복하중 응답 변수 [†]				
	γ_3	k_{deg} (MPa/rad)	r_{Disp}	r_{Force}	u_{Force}	α_{K1}	α_{D1}	α_{F1}
외부 접합부	0.015	-75				0.95	0.35	0.05
내부 접합부	0.020	-80	0.20	0.20	0.0	1.00	0.30	0.15

[†] $[a_{K3}, a_{K5}] = [0.10, 0.95]$, $[a_{D3}, a_{D5}] = [0.15, 0.95]$, $[a_{F3}, a_{F5}] = [0.32, 0.25]$, 그외 다른 변수들 = 0.

더 정확한 예측치를 구할 수 있다. 이러한 데이터베이스 기반 회귀 분석 강도 모델은 파괴 메커니즘을 완벽하게 구현할 수 없는 단점을 가지고 있으나, 3차원 및 평면(외부, 내부 접합부) 기하학적 형상, 재료 성질 및 특성, 단면 특성, 설계 인자 등 강도에 영향을 미치는 인자들을 동시에 고려할 수 있는 장점을 가진다.

Lowes와 Altoontash¹¹⁾에 의해 OpenSees Pinching4 재료 모델 그림 4를 사용하기 위하여, 그림 2에서의 최대전단강도에 대응되는 접합부 전단 변형률(γ_3)과 최대전단강도 도달 후의 강성(post-peak stiffness, k_{deg})은 실험 응답곡선 데이터와의 least-squares best fit 방법을 통해 결정되었다. 또한 잔류전단강도는 최대전단강도의 20%로 가정되었다. 표 1에서 사용된 모든 실험체가 처짐 하중 곡선을 가지고 있지 않거나 곡선들 자체가 불분명한 경우가 대부분이기 때문에 변수 γ_3 와 k_{deg} 는 23개의 외부 접합부와 35개의 내부 접합부로 구성된 서브 데이터베이스를 이용하여 결정하였다(Jeon¹⁷⁾ 참조). 각 실험체에 대하여 실험을 통해 나타난 하중-처짐 곡선에 최적으로 모델링된 상태에서의 상기 두 변수들을 추출하였다. 표 2는 상기 두 변수들에 대한 평균값들을 보여주고 있다. 마지막으로, 그림 4의 Pinching¹¹⁾ 재료 모델은 반복하중 응답 변수들을 필요로 하는데, 이 값들 또한 위의 best-fit 과정을 통해 결정되었으며, 표 2에 평균값을 제시하였다.

이 서브 데이터베이스에 사용되거나 그렇지 않은 실험체 뿐만 아니라 철근 콘크리트 골조 모델시에도 표 2에 있는 변수들의 평균값을 사용해도 좋다. 이를 확인하기 위하여 3장의 모델 검증에서 아래 변수들의 평균값을 적용하였다.

그림 1에서 보는 것과 같이 접합부 패널 구역은 하나의 zero-length 회전 접합부 스프링과 네 개의 rigid 요소들을 이용하여 모델되었다. 접합부 응답은 접합부 회전 모멘트와 회전각을 정의하는 하나의 재료 모델에 의해 구현되었다. Celik와 Ellingwood³⁰⁾에서 제시된 것과 같이, 힘의 평형방정식과 적합방정식을 이용하여 접합부 전단응력(τ_j) - 변형률(γ_j) 관계는 접합부 모멘트 (M_j)-회전각(θ_j) 관계식으로 식 (2)와 같이 변환할 수 있다.

$$M_j = \frac{\tau_j A_j}{(1 - h_c / L_b) / j d_b - 2 / L_c}, \theta_j = \gamma_j \quad (2)$$

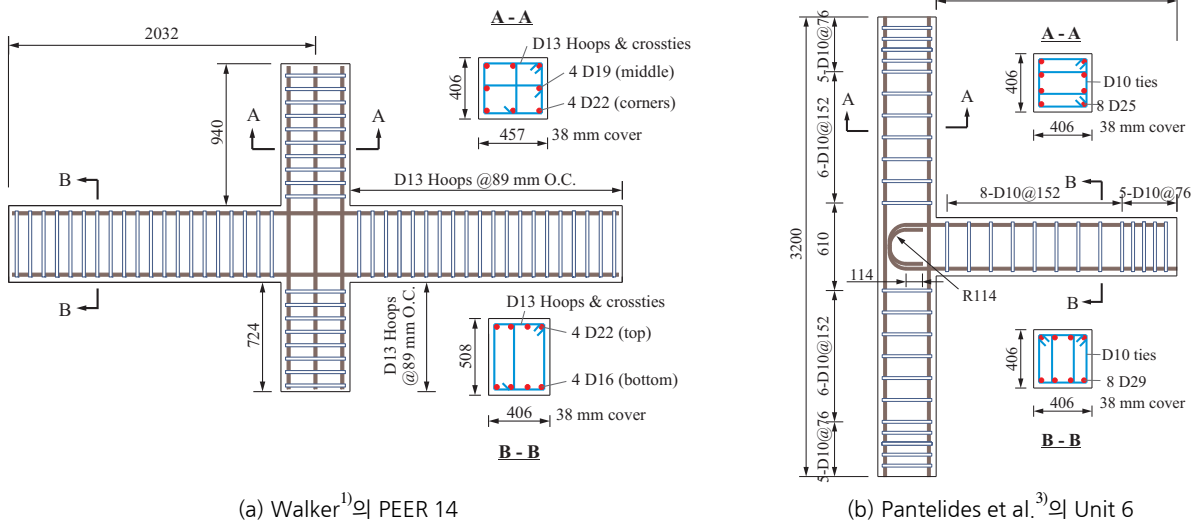
식 (2)에서 h_c 는 기둥 단면의 깊이, A_j 는 접합부 면적($h_c \times b_j$), b_j 는 ACI 352R-02²⁸⁾로부터 계산된 접합부 패널의 유효 너비, L_b 는 좌우측 보의 전체 길이, L_c 는 상하부 기둥의 전체 길이, j 는 내부 모멘트 암 계수(0.875로 가정됨), 그리고 d_b 는 보 단면의 유효 깊이이다.

3. 모델검증

주어진 모델링 기법의 검증을 위해 기존 연구들에서 수행되었던 내부 및 외부 보-기둥 접합부 하나씩 선택하였다. 선택된 실험체는 Walker¹⁾에 의해 수행된 내부 보-기둥 접합부들 중 하나인 PEER14이고, Pandelides 등³⁾에 의해 수행된 외부 보-기둥 접합부들 중 하나인 Unit 6이다. 그림 5는 각 실험체의 형상 및 철근 상세를 보여주고 있으며, 그림 6은 각 실험체에 대한 실험(점선)과 해석 결과(실선)를 비교한 것이다. 그림 6을 통해 개발된 해석 모델이 강도, 강성, 그리고 에너지 소산능력에 대하여 실험결과에 잘 부합하고 있음을 확인할 수 있다. 또한, 이러한 결과는 표 2에 제시된 변수들의 평균값을 적용하는 것이 적절함을 내포하고 있다.

4. 결론

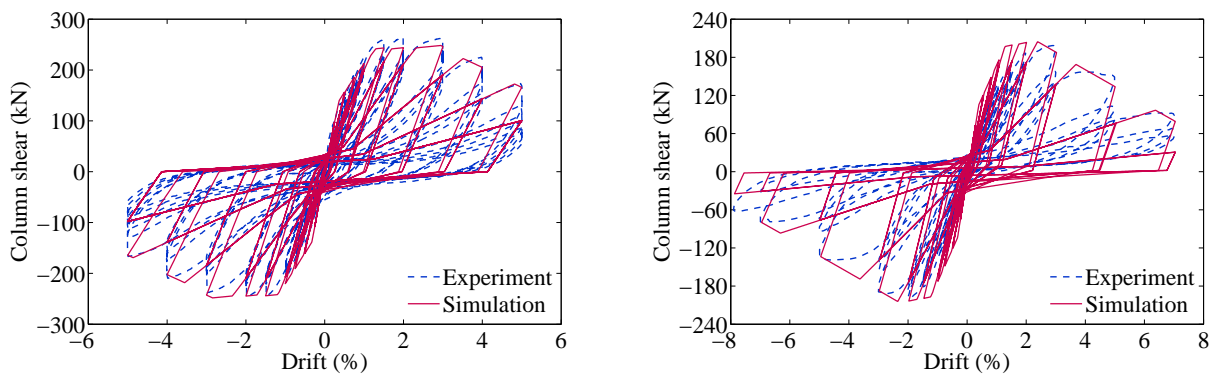
본 연구는 OpenSees프로그램 내의 기존 요소와 재료 모델들을 이용하여 골조 구조물 해석시(특히, 보-기둥 접합부 모델) 프로그램 사용자들이 보다 편리하게 사용할 수 있는 모델을 제안하였다. 이를 위해 제안된 수치해석 모델은 OpenSees내에서 실험 결과와의 비교를 통해 모델의 정확성을 가지고 있으며, 계산 과정에서 발산이 발생하지 않았으며, 어떤 형태의 보-기둥 접합부에도 쉽게 적용할 수 있음을 보여 주었다. 본 기사에서는 보여지지 않았지만, 본 저자에 의해 제안된 해석 모델을 바탕으로 추가로 수행된 연구^{17), 22), 31)}에서 나타난 것과 같이, 제안된 모델은 저층부터 고층까지의 다양한 골조들의 동적해석시에도 동적 불안정(numerical instability) 없이 원활히 해석되었다.



(a) Walker¹⁾의 PEER 14

(b) Pandelides et al.³⁾의 Unit 6

그림 5 모델 검증을 위해 선택된 보-기둥 접합부 실험체의 형상 및 철근 배근 상세도



(a) Walker¹⁾의 PEER 14


(b) Pandelides et al.³⁾의 Unit 6

그림 6 선택된 실험체의 하중-변위각 이력 응답 비교

참고로, 사용된 데이터베이스는 접합부에서 전단파괴가 발생한 실험체들에 대하여 구성되었으므로, 전단파괴가 발생되지 않는 실험체에 대해서도 전단강도식을 수정함으로써 쉽게 적용할 수 있다. 마지막으로 내진 상세를 가지는 보-기둥 접합부에 대한 모델링 변수들 및 검증 결과는 Jeon¹⁷⁾에서 찾아볼 수 있다.

5. 참고문헌

- Walker SG (2001). Seismic performance of existing reinforced concrete beam-column joints. M.S. thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Washington, Seattle, WA, 2001.
- Meinheit DF, Jirsa JO (1981). Shear strength of RC beam-column connections. *Journal of the Structural Division*, 107 (ST11), 2227-2244.
- Pantelides CP, Hansen J, Nadauld J, Reaveley LD. Assessment of reinforced concrete building exterior joints with substandard details. Pacific Earthquake Engineering Center, University of California, Berkeley, CA, PEER Report 2002/18, 2002.
- Park R, Ruitong D (1988). A comparison of the behavior of reinforced concrete beam-column joints designed for ductility and limited ductility. *Bulletin of the New Zealand National Society of Earthquake Engineering*, 21(4), 255-278.
- Durrani AJ, Wight JK (1985). Behavior of interior beam-to-column connections under earthquake-type loading. *ACI Journal*, 82(3), 343-349.
- Hall J, ed. Northridge earthquake of January 17, 1994 reconnaissance report Vol 1 Oakland: Earthquake Engineering Research Institute, 1996.
- Holmes W, Somers P, eds. Northridge earthquake of January 17, 1994 reconnaissance report Vol 2. Oakland: Earthquake Engineering Research Institute, 1996.
- Pantazopoulou SJ, Bonacci JF (1994). On earthquake resistant reinforced concrete frame connections. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 21(2), 307-328.
- Mitra. An analytical study of reinforced concrete beam-column joint behavior under seismic loading. PhD Dissertation. University of Washington, Seattle; 2007.
- Baglin PS, Scott RH (2000). Finite element modeling of reinforced concrete beam-column connections. *ACI Structural Journal*, 97(6), 886-894.
- Lowes LN, Altoontash A (2003). Modeling reinforced concrete beam-column joints subjected to cyclic loading. *Journal of Structural Engineering*, 129(12), 1686-1697.
- Mitra N, Lowes LN (2007). Evaluation, calibration, and verification of a reinforced concrete beam - column joint model. *Journal of Structural Engineering*, 133 (1), 105-120.
- Tajiri S, Shiohara H, Kusuhabara F (2006). A new macro-element of reinforced concrete beam-column joint for elasto-plastic plane frame analysis. *Proceedings of the 8th U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, San Francisco, California.
- Otani S (1974). Inelastic analysis of reinforced-concrete frame structures. *Journal of the Structural Division*, 100(ST7), 1422-1449.
- Anderson JC, Townsend WH (1977). Models for reinforced concrete frames with degrading stiffness. *Journal of the Structural Division*, 103(ST12), 1433-1449.
- Shin M, LaFave JM (2004). Modeling of cyclic joint shear deformation contributions in RC beam-column connections to overall frame behavior. *Structural Engineering and Mechanics*, 18(5), 645-669.
- Jeon J-S. Aftershock Vulnerability Assessment of Damaged Reinforced Concrete Buildings in California. PhD thesis, Georgia Institute of Technology, 2013.
- Jeon J-S, Lowes LN, DesRoches R (2014). Numerical models for beam-column joints in reinforced concrete building frames. *ACI Special Publication*, 297, 3.1-3.26.
- Kim J, LaFave JM. Joint shear behavior of reinforced concrete beam column connections subjected to seismic lateral loading. Department of Civil and Environmental Engineering, University of Illinois at Urbana-Champaign, IL, Report No. NSEL-020, 2009.
- Birely A, Lowes LN, Lehman DE (2012). A model for the practical nonlinear analysis of reinforced concrete frames including joint flexibility. *Engineering Structures*, 34, 455-465.
- McKenna F, Scott MH, Fenves GL (2010). Nonlinear finite-element analysis software architecture using object composition. *ASCE Journal of Computing in Civil Engineering*, 24(1), 95-107.
- Jeon J-S, Lowes LN, DesRoches R, Brilakis I (2015).

- Fragility curves for non-ductile reinforced concrete frames that exhibit different component response mechanisms. *Engineering Structures*, 85, 127-143.
23. Berry MP, Lehman DE, Lowes LN (2008). Lumped-plasticity model for performance simulation of bridge columns. *ACI Structural Journal*, 105(3), 270-279.
 24. Mander JB, Priestley MJN, Park R (1988). Theoretical stress-strain model for confined concrete. *ASCE J Structural Engineering*, 114(8), 1804-1826.
 25. ACI Committee 318. Building code requirements for reinforced concrete (ACI 318-11) and commentary. Farmington Hills, MI, American Concrete Institute, 2011.
 26. Elwood KJ, Matamoros AB, Wallace JW, Lehman D, Heintz JA, Mitchell AD, Moore MA, Valley MT, Lowes LN, Comartin CD, Moehle JP (2007). Update to ASCE/SEI 41 concrete provisions. *Earthquake Spectra*, 23(3), 493 - 523.
 27. Anderson M, Lehman D, Stanton J (2008). A cyclic shear stress-strain model for joints without transverse reinforcement. *Engineering Structures*, 30(4), 941-954.
 28. Joint ACI-ASCE Committee 352. Recommendations for design of beam-column connections in monolithic reinforced concrete structures (ACI 352R-02). Farmington Hills, MI, American Concrete Institute, 2002.
 29. Jeon J-S, Shafieezadeh A, DesRoches R (2014). Statistical models for shear strength of RC beam-column joints using machine-learning techniques. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 43(14), 2075-2095.
 30. Celik OC, Ellingwood BR (2010). Seismic fragilities for non-ductile reinforced concrete frames - Role of aleatoric and epistemic uncertainties. *Structural Safety*, 32(1), 1-12.
 31. Jeon J-S, DesRoches R, Lowes LN, Brilakis I (2015). Framework for aftershock fragility assessment - Case studies: Older California reinforced concrete building frames. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, in press. 

[섭외: 김대진 편집위원]