



보-기둥 접합부 비탄성 전단거동을 고려한 5층 철근콘크리트 보통모멘트골조의 비탄성 시간이력해석

강석봉^{1)*} · 김태용¹⁾

¹⁾울산대학교 건축대학

Inelastic Time History Analysis of a 5-Story RC OMRF Considering Inelastic Shear Behavior of Beam-Column Joint

Suk-Bong Kang^{1)*} and Tae-Yong Kim¹⁾

¹⁾School of Architecture, University of Ulsan, Ulsan 680-749, Korea

ABSTRACT In this study, the effects of the inelastic shear behavior of beam-column joint on the response of RC OMRF are evaluated in the inelastic time history analysis. For an example, a 5-story structure for site class SB and seismic design category C was designed in accordance with KBC2009. Bending moment-curvature relationship for beam and column was evaluated using fiber model and bending moment-rotation relationship for beam-column joint was calculated using simple and unified joint shear behavior model and moment equilibrium relationship. The hysteretic behavior was simulated using three-parameter model suggested in IDARC program. The inelastic time history analysis with PGA for return period of 2400 years showed that the model with inelastic beam-column joint yielded smaller maximum base shear force but nearly equivalent maximum roof displacement and maximum story drift as those obtained from analysis using rigid joint. The maximum story drift satisfied the criteria of KBC2009. Therefore, the inelastic shear behavior of beam-column joint could be neglected in the structural design.

Keywords : RC, OMRF, inelastic time history analysis, beam-column joint, shear behavior

1. 서 론

지진과 같은 횡력이 철근콘크리트 골조구조물에 작용할 경우 보-기둥 접합부는 전단력의 영향을 크게 받으며 파괴될 경우 구조물의 비탄성 변형능력 및 에너지 소산능력을 감소시킬 뿐만 아니라 구조물 붕괴로 확대될 수 있다. 구조해석 과정에서 보-기둥 접합부는 변형 및 파괴가 발생하지 않는 강제로 가정하는 경우가 대부분이기 때문에 보-기둥 접합부 비탄성 전단거동이 구조물의 내진성능에 미치는 영향을 파악할 필요가 있다.

선행연구¹⁾에서는 철근콘크리트 보-기둥 접합부 비탄성 전단거동을 위한 해석모델을 제시하고 푸쉬오버해석을 통해 보-기둥 접합부 비탄성 전단거동이 철근콘크리트 보통모멘트골조 거동에 미치는 영향을 살펴보았다. 선행연구 결과 보-기둥 접합부 비탄성 전단거동을 고려하는 경우 강제로 가정한 경우에 비해 구조물의 강성도와 강도가 감소하였다.

그러나 푸쉬오버해석의 경우 지진과 같은 동적하중을 받는 구조물의 응답을 정확히 파악하기에는 한계가 있다.

비탄성 시간이력해석은 해석과정에 많은 시간과 경비가 소요되지만 지진과 특성이나 이력모델, 감쇠비, 주기 등을 고려하여 구조물 거동을 예측할 수 있으며 구조물 동적응답과 재료 비탄성을 반영한 해석방법 중 가장 정확한 방법으로 평가되고 있다.

이 논문에서는 철근콘크리트 보통모멘트골조에 대한 비탄성 시간이력해석을 통해 보-기둥 접합부 비탄성 전단거동이 구조물의 지진응답에 미치는 영향을 확인하여 내진설계에 대한 기초자료를 제공하고 선행연구의 푸쉬오버해석 결과와 비교하여 해석 방법에 따른 차이를 파악하고자 한다.

2. 연구 범위 및 방법

이 연구는 보-기둥 접합부의 비탄성 전단거동이 횡력을 받는 철근콘크리트 보통모멘트골조의 거동에 미치는 영향을 확인하는데 목적이 있다.

예제구조물은 상대적으로 보-기둥 접합부가 취약한 철

*Corresponding author E-mail : sbkang@ulsan.ac.kr
 Received February 15, 2012, Revised July 10, 2012,
 Accepted August 20, 2012
 ©2012 by Korea Concrete Institute

근콘크리트 보통모멘트골조로 KBC2009에 맞게 설계하였으며 비탄성 시간이력해석은 Newmark-Beta method를 적용하여 자체개발한 비탄성 정적 및 동적 구조해석 프로그램을 활용하여 수행하였다. 보 및 기둥 부재는 fiber model과 유연도 선형분포 모델을 이용하여 부재 비탄성 강성도 행렬을 구했으며 보-기둥 접합부는 simple and unified joint shear behavior model과 접합부 모멘트 평형관계를 이용하여 등가 모멘트-회전각 관계를 나타내었다. 이력거동은 IDARC 프로그램에서 제안한 three-parameter model을 활용하여 나타내었으며 실험 결과를 근거로 보, 기둥 부재 및 보-기둥 접합부에 대한 매개변수를 확인하였다. 입력지진파는 1940년 El Centro 지진파, 1994년 Northridge 지진파, 1995년 Hyougoken 지진파를 선정하였으며 KBC2009 설계수준 및 재현주기 수준별 최대지반가속도를 산정하여 해석을 수행하였다.

비탄성 시간이력해석을 수행하여 철근콘크리트 보통모멘트골조 보-기둥 접합부의 비탄성 전단거동이 구조물 거동에 미치는 영향을 파악하기 위하여 예제구조물의 수준별 변위응답, 소성힌지분포 등을 확인하였다.

3. 구조설계

Fig. 1은 이 연구를 위해 설계된 철근콘크리트 골조구조물의 구조평면도이다.

5층 규모의 업무시설 용도로 층고는 동일하게 4m이며 중력하중은 고정하중 4.5 kN/m^2 , 적재하중 2.5 kN/m^2 로 고려하였다. KBC2009²⁾와 KCI2007³⁾을 참고하여 지역계수 0.22와 지반종류 S_B , 내진설계범주 C에 대하여 구조설계하였으며 지진력저항시스템은 철근콘크리트 보통모멘트골조로 반응수정계수는 3이다. 탄성해석 및 구조설계는 MIDAS GEN을 이용하였으며 그에 따른 구조설계 결과를 Table 1에 정리하였다.

4. 구조해석모델

4.1 보 및 기둥

보 및 기둥 부재 휨모멘트-곡률 관계는 fiber model을

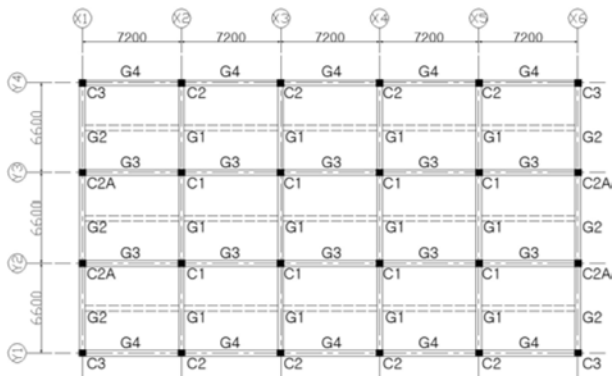


Fig. 1 Typical plan of example structure

Table 1 Summary of designed section

Type	Story	Section (mm)		Reinforcement		Stirrup & Hoop	
				top	bot		
Beam (End)	1F-5F	400*600	G1	top	8-D22	D10@200	
				bot	3-D22		
			G2	top	7-D22		
				bot	4-D22		
			G3	top	7-D22		
				bot	3-D22		
			G4	top	7-D22		
				bot	4-D22		
Column	1F	500*500	C1	14-D25		D10@200	
			C2	10-D25			
			C2A	10-D25			
			C3	8-D25			
	2F-5F		C1	6-D25			
			C2				
			C2A				
			C3				

이용하여 확인하였다.¹⁾ Fiber model은 단면을 다수의 섬유(fiber)요소로 나누고 각 섬유에 재료의 응력-변형을 관계를 적용함으로써 단면의 모멘트-곡률 관계를 유도할 수 있다. 내 외부 콘크리트에 각각 Hoshikuma model⁴⁾과 Modified Hognestad model⁵⁾을 적용하여 횡방향 철근의 구속효과를 고려하였으며 비선형의 휨모멘트-곡률 관계는 Tri-linear model로 단순화하였다. 보 및 기둥 부재의 한계변형은 급격한 강도 저하가 발생하는 곡률로 Fig. 2에 나타내었다.

부재 비탄성 강성도 행렬은 단부와 변곡점 사이에서 유연도가 선형적으로 분포한다고 가정하는 유연도 선형분포모델을 이용하여 유도하였다.

4.2 보-기둥 접합부

보-기둥 접합부의 전단응력-전단변형을 관계는 simple and unified joint shear behavior model⁶⁾을 이용하여 확인하였다. Fig. 3과 같이 대각균열(A), 횡방향 철근의 항

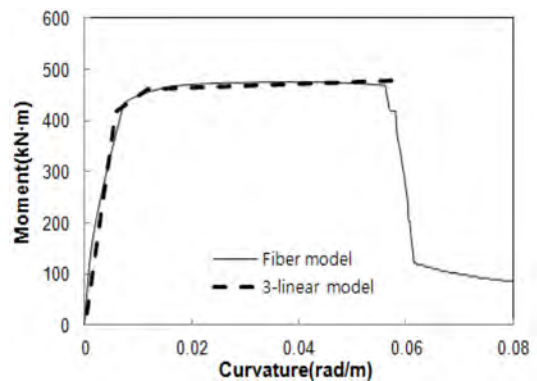


Fig. 2 Moment-curvature

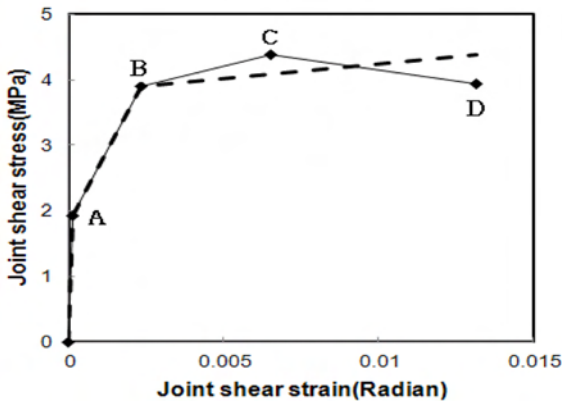


Fig. 3 Simple and unified joint shear behavior model

복(B), 최대강도(C)와 최대 전단변형(D)을 확인할 수 있으며 (D)점의 전단변형은 보-기둥 접합부의 한계변형을 나타낸다. 보-기둥 접합부의 전단응력-전단변형을 관계는 접합부 모멘트 평형관계를 이용하여 등가 모멘트-회전각 관계로 치환하였으며⁷⁾ Tri-linear model로 단순화하였다.¹⁾ FEMA356의 붕괴방지 성능수준에서는 보-기둥 접합부의 소성회전각의 발생을 허용하지 않고 있다. 이 연구는 Fig. 3에서 소성회전각이 발생하는 (B)점을 보-기둥 접합부의 붕괴방지 성능수준으로 판단하였다.

4.3 이력모델

이 연구에서는 철근콘크리트 보, 기둥 부재 및 보-기둥 접합부의 비탄성 이력거동을 표현하기 위해 IDARC 프로그램에서 제안한 three-parameter model⁸⁾을 이용하였다. Three-parameter model은 철근콘크리트에서 나타나는 강성도 저하(stiffness degradation), 강도 저하(strength deterioration), 핀칭(pinching) 거동을 ‘ α ’, ‘ β ’ 그리고 ‘ γ ’를 이용하여 다 선형으로 나타낼 수 있는 이력모델이다. 선행연구^{9,10)}에서 철근콘크리트 보, 기둥 부재 및 보-기둥 접합부의 실험체를 조건에 따라 분류하고 각각의 실험체 군의 이력거동을 분석하여 매개변수를 산정하였다. 보, 기둥 부재는 콘크리트구조설계기준(KCI2007)을 참고하여 내진상세의 적용 여부에 따라 보통, 중간, 특수 부재로 실험체를 분류하였으며 보-기둥 접합부는 면내 기하학적 조건과 접합부 내 횡철근비에 따라 실험체를 분류하였다. 보, 기둥 부재의 경우 보통상세에 따른 변수를 해석에 적용하였으며 보-기둥 접합부의 경우 분류조건에 따른 매개변수의 일관성이 없기 때문에 실험체의 평균값을 해석에 적용하였다. Table 2에 해석에 적용한 매개변수를 정리하였다.

Table 2 Three-parameter model

	α	β	γ
Beam-column joint	4	0.65	0.44
Beam	4	0.15	1
Column	1	0.15	1

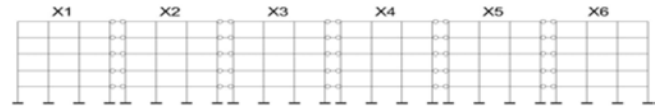


Fig. 4 Linked frame with rigid truss

5. 비탄성 동적해석(시간이력해석)

5.1 골조 해석모델

내외부 골조를 모두 고려하고 강체 다이어프램(rigid diaphragm)효과를 적용하기 위해서 Fig. 4와 같이 약축 방향의 모든 골조를 강체트러스를 이용한 연결골조를 해석에 적용하였다. FEMA273을 참고하여 고정하중 100% 적재하중 25%를 초기하중과 구조물 질량으로 고려하였다.

이후 골조에 대한 표기방법은 보-기둥 접합부의 비탄성 전단거동 고려 여부에 따라 다음과 같이 표현하였다.

O - 5 - I

① ② ③

① O : OMRF

② Story : 5

③ I : inelastic beam-column joint

R: rigid beam-column joint

5.2 주기 및 감쇠비

구조물의 주기와 감쇠비는 시간이력해석에서 중요한 변수이다. 수치해석으로 구한 주기는 비구조체가 고려되지 않아 길게 산정되는 경향이 있다. Goel과 Chopra¹¹⁾는 27개의 철근콘크리트 골조구조물을 대상으로 주기를 계측하여 설계기준의 주기산정식과 비교 평가하였으며 Amanat, Hoque¹²⁾는 비구조체를 고려하여 구한 주기와 설계기준의 주기산정식을 비교하였다. 그 결과 KBC2009 설계기준의 주기산정식이 더 합리적인 것으로 평가되었으며 이 연구에서도 식 (1)과 같이 KBC2009 주기산정식으로 구한 주기를 해석에 적용하였으며 산정된 주기는 0.69초이다.

$$T_a = C_R h_n^{3/4} \quad (1)$$

여기서,

C_T : 철근콘크리트 모멘트골조 = 0.073

h_n : 구조물 높이

감쇠는 일반적으로 부재 및 비구조체 등의 마찰에 의한 점성감쇠(viscous damping)와 부재의 비탄성 변형에 의한 이력감쇠(hysteretic damping)로 나눌 수 있다. Naoki Satake, Ken-ichi Suda¹³⁾는 실제구조물의 진동실험을 통해 탄성 구조물에 대한 감쇠를 연구하였다. 이 연구에서는 구조물의 재료와 주기에 따라 구조물 감쇠를 산정할 수 있도록 평가식을 제안하고 있다. 예제구조물이 철근콘크리트 골조 구조물인 것을 감안하여 다음 식 (2)를 이용하여 점성감쇠

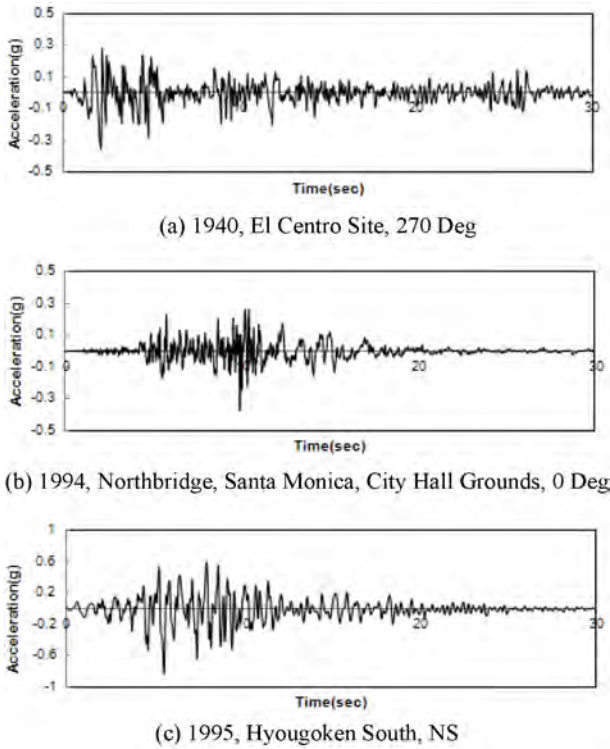


Fig. 5 Earthquake record

를 산정하였으며 산정된 감쇠비는 2.25%이다. 이력감쇠는 부재 및 보-기둥 접합부의 이력모델로 고려하였다.

$$h_1 = 0.014f_1 + 470\left(\frac{x}{H}\right) - 0.0018 \quad (2)$$

여기서,

$$x/H \leq 2 \times 10^{-5}; 10 \text{ m} < \text{높이} < 130 \text{ m}$$

h_1 : 감쇠비

f_1 : 고유주기

x : 최상층 진폭

5.3 입력 지진파

KBC2009에서는 지반조건에 상응하는 최소한 3개 이상의 지반운동기록을 이용하여 시간이력해석을 수행하도

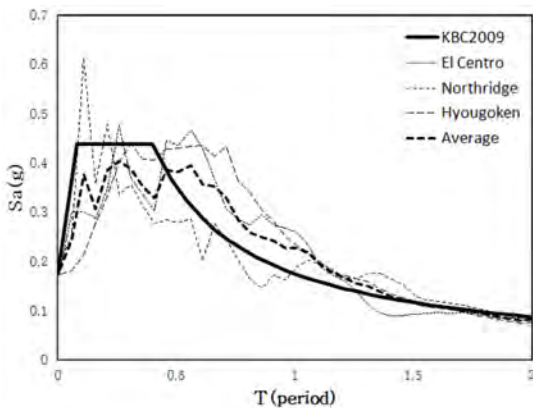


Fig. 6 Design and response spectrum (Level III)

Table 3 PGA level

	Level I	Level II	Level III	Level IV
EPA	0.080	0.110	0.147	0.220
El Centro	0.100	0.140	0.180	0.270
Northridge	0.110	0.150	0.200	0.300
Hyougoken	0.095	0.130	0.175	0.260
PGA aver.	0.100	0.140	0.185	0.280

록 요구하고 있다. 이 연구에서는 비교적 큰 피해가 발생한 3개의 지진기록을 해석에 적용하였다. 해석에 사용된 지진파는 1940년 El Centro 지진파, 1994년 Northridge 지진파, 1995년 Hyougoken 지진파로 Fig. 5와 같다.

Fig. 6에 KBC2009 설계스펙트럼 그리고 3개 지진파에 대한 응답스펙트럼과 3개 지진파 응답스펙트럼의 평균값을 나타내었다. 설계수준은 재현주기 2400년 지진위험도에 해당하는 최대예상지진(maximum considered earthquake, MCE)의 2/3 수준이다.

5.4 수준별 최대지반가속도(Peak Ground Acceleration, PGA)

설계수준 및 재현주기 수준별 최대지반가속도를 산정하여 시간이력해석을 수행하였다.

예제구조물의 경우 지진구역 1, 지반종류 S_B 에 위치하기 때문에 지역계수 0.22와 지반증폭계수 1을 적용하고 재현주기별 위험도계수^{14,15)}를 곱하여 유효지반가속도(effective peak ground acceleration, EPA)를 산정하였다. Table 3에 유효지반가속도에 대해 각 지진파별로 변환된 최대지반가속도를 나타내었다. Table 3의 Level I, II, IV는 재현주기 200년, 500년, 2400년 위험도 수준을 나타내며 Level III은 KBC2009 설계수준에 해당된다.

5.5 구조해석 결과

5.5.1 밀면전단력

Fig. 7에 Level IV의 최대지반가속도에 대한 밀면전단력을 나타내었다. 보-기둥 접합부 비탄성 전단거동의 영향을 살펴보면 최대밀면전단력이 발생하기 전에는 거의 차이가 없으며 최대밀면전단력이 발생한 이후에는 O-5-I의 응답이 O-5-R에 비해 작게 발생하였다.

Fig. 8에 설계수준 및 재현주기 수준 별 최대밀면전단력을 나타내었다. 보-기둥 접합부 비탄성 전단거동의 영향을 살펴보면 Level I의 경우 거의 차이가 없으며 지진위험도 수준이 높아질수록 차이가 증가하였다. 지진파에 따른 최대밀면전단력은 Hyougoken, Northridge, El Centro 순으로 크게 발생하였다.

5.5.2 지붕층 변위

Fig. 9에 Level IV의 최대지반가속도에 대한 지붕층변위를 나타내었다. 보-기둥 접합부 비탄성 전단거동의 영

향을 살펴보면 최대지붕층변위가 발생하기 이전에는 거의 차이가 없으며 최대지붕층변위가 발생한 이후에는 O-5-I의 응답이 O-5-R에 비해 감소하였다.

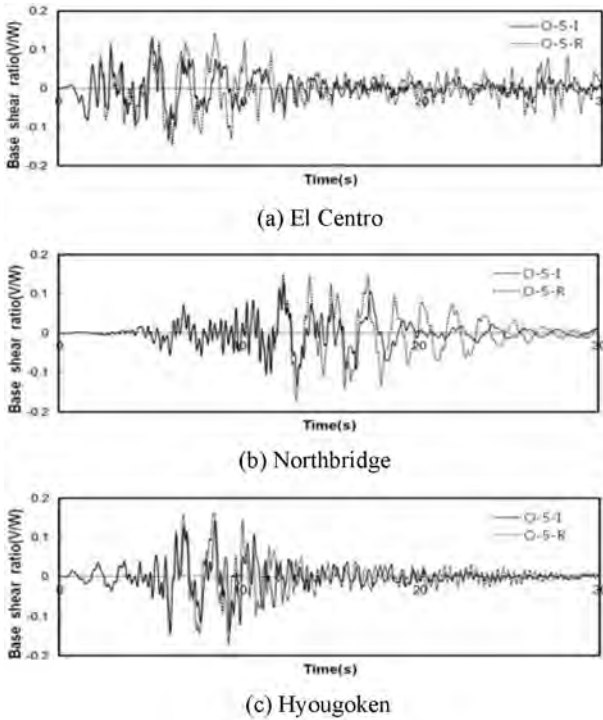


Fig. 7 Base shear ratio (Level IV)

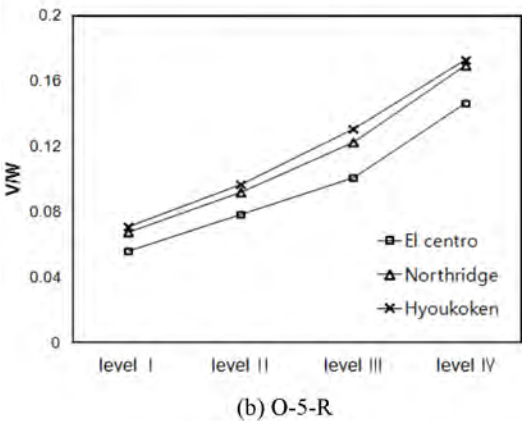
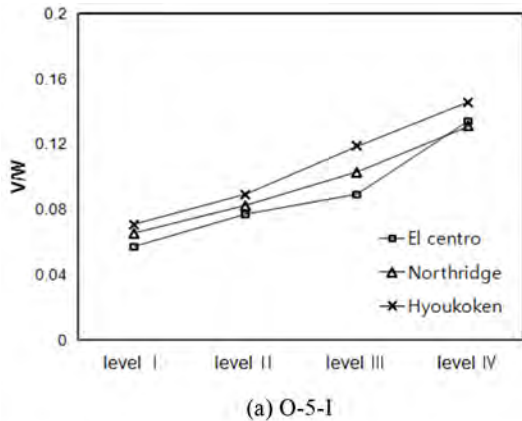


Fig. 8 Maximum base shear ratio

5.5.3 층간변위

Fig. 10에 Level IV의 최대지반가속도에 대한 층간변위를 나타내었다. 보-기둥 접합부 비탄성 전단거동의 고려 여부와 지진파에 따라 최대층간변위가 발생하는 위치가 다르게 나타났다.

Fig. 11에 설계수준 및 재현주기 수준별 최대층간변위를 나타내었다. Level IV 지진파의 경우 평균 최대층간변위가 O-5-R에서 0.91%, O-5-I에서 0.93%로 허용층간변위 1.5%보다 작았다.

5.5.4 이력거동 및 소성인지 분포

Fig. 12, 13에 Northridge 지진파의 설계수준 및 재현주기 수준 별 최대지반가속도에 대한 소성인지 분포를 나타내었다. 대칭구조물로 X1~X3열까지 나타내었고 보, 기둥 부재 및 보-기둥 접합부의 소성화 정도는 균열상태와 항복상태로 나타내었다.

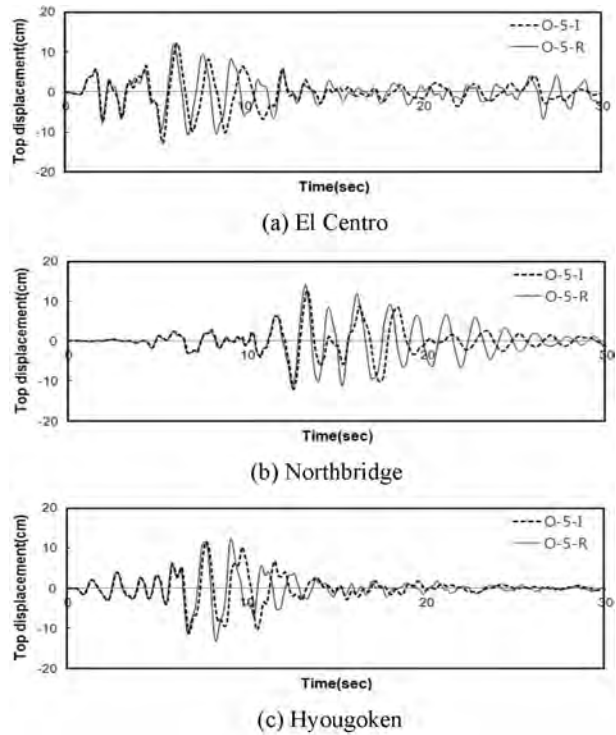


Fig. 9 Top displacement (Level IV)

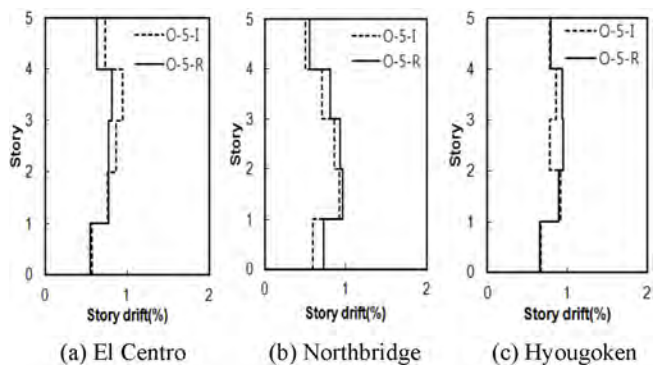


Fig. 10 Story drift ratio (Level IV)

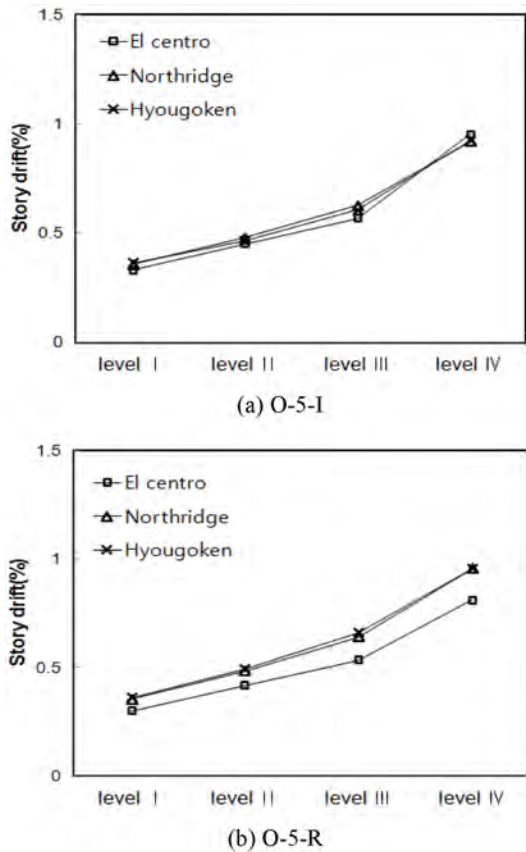


Fig. 11 Maximum story drift ratio

O-5-R의 경우 설계수준인 Level III까지 거의 탄성거동을 하는 반면 O-5-I의 경우 Level I에서부터 다수의 보-기둥 접합부에 대각균열이 발생하였다. 또한 설계수준인 Level III에서는 대부분의 접합부에서 대각균열이 발생하고 2400년 재현주기 수준인 Level IV에서 접합부에 항복이 발생하였다. 그러나 항복이 발생한 보-기둥 접합부의 최대변형이 항복변형과 같은 수준으로 소성회전각은 거의 발생하지 않아 FEMA356에서 제시하는 붕괴방지 성능수준을 만족하는 것으로 판단된다.

Fig. 14에 설계수준 및 재현주기 수준별 Northridge 지진파에 대한 X1열 2층 내부 보-기둥 접합부의 이력거동을 나타내었다. Level I에서는 거의 탄성거동을 하며 지진위험도 수준이 높아질수록 강성도 및 강도가 저하되고 뚜렷한 편칭거동이 나타났다. Level IV의 최대지반가속도에 대한 해석 결과 모든 지진파에서 보, 기둥 부재 및 보-기둥 접합부의 한계변형은 발생하지 않았다.

6. 해석방법에 따른 결과 비교

선행연구¹⁾의 푸쉬오버해석 결과와 비탄성 시간이력해석 결과를 비교하여 해석 방법에 따른 차이를 비교하였다.

6.1 P-Δ 영향

KBC2009에서는 안정계수 θ 를 산정하여 P-Δ 효과의 고

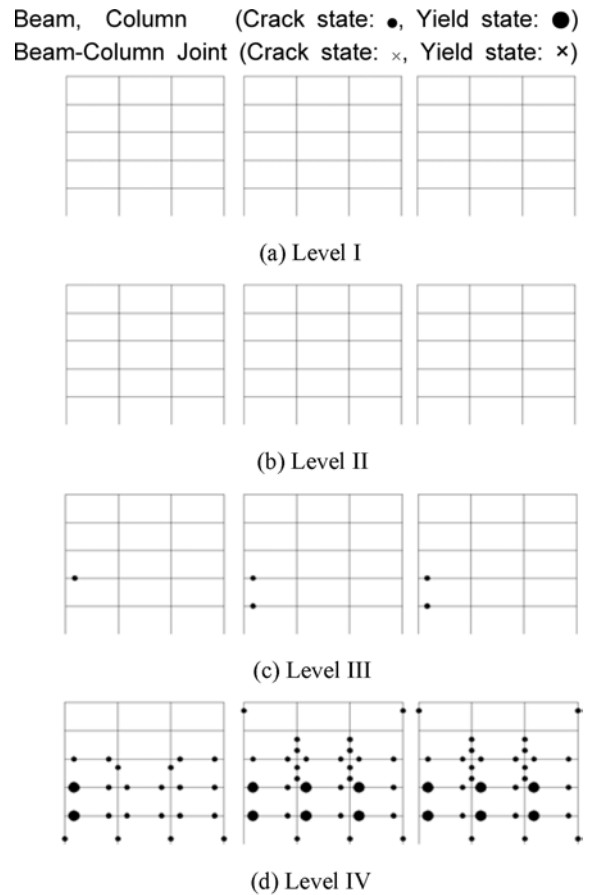


Fig. 12 Plastic hinge (O-5-R, Northridge)

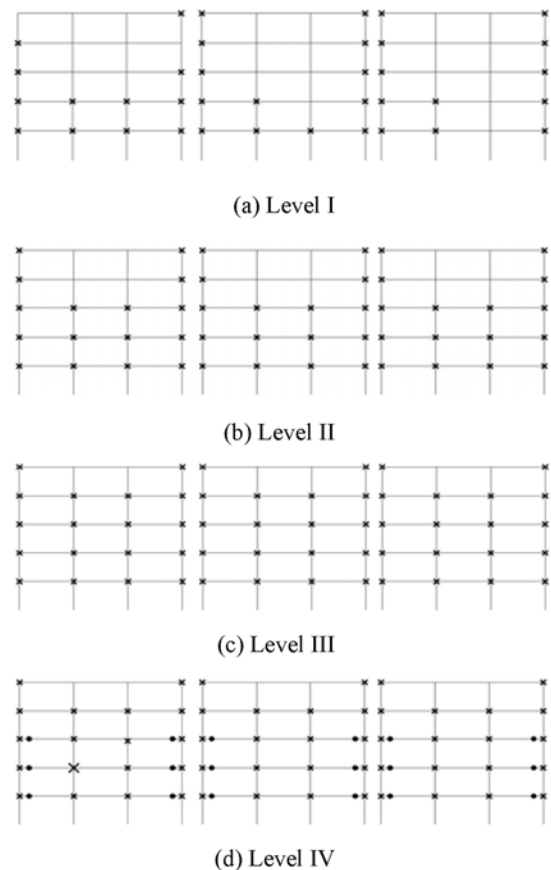


Fig. 13 Plastic hinge (O-5-I, Northridge)

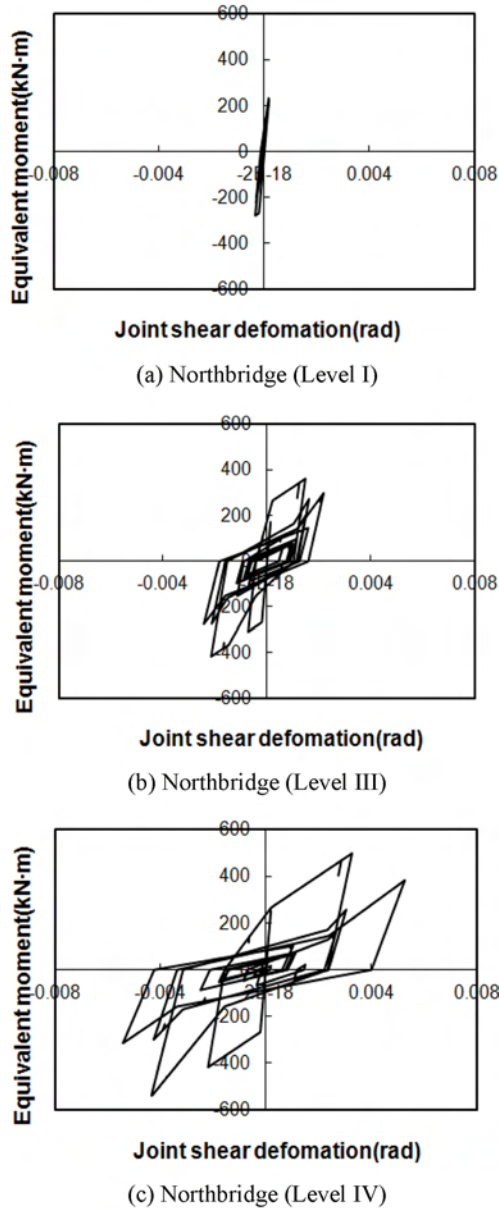


Fig. 14 Hysteretic behavior (beam-column joint)

려 여부를 판단하고 있다. 예제구조물의 경우 산정된 안정계수 θ 가 0.1 이하이기 때문에 구조설계 과정에서 P- Δ 효과는 고려하지 않았다. 비탄성 구조해석에서는 P- Δ 효과를 고려하기 위해서 Second-order matrix¹⁰⁾를 적용하였다.

Fig. 15에 P- Δ 영향을 고려한 시간이력해석 결과를 나타내었다. (a), (b)는 O-5-I에서 발생한 Level III의 최대지반가속도에 대한 결과이며 (c), (d)는 O-5-R에서 발생한 유효지반가속도 0.4 g에 해당하는 최대지반가속도에 대한 결과이다.

Level III 및 유효지반가속도 0.4 g에 해당하는 최대지반가속도에 대한 비탄성 시간이력해석 결과에서 P- Δ 영향으로 인한 거동의 차이는 거의 나타나지 않았다.

Fig. 16에 P- Δ 영향을 고려한 푸쉬오버해석 결과를 나타내었다. 푸쉬오버해석은 부재 및 접합부에서 한계변형이 발생할 때까지 횡하중을 증가시켰다. P- Δ 영향을 고려

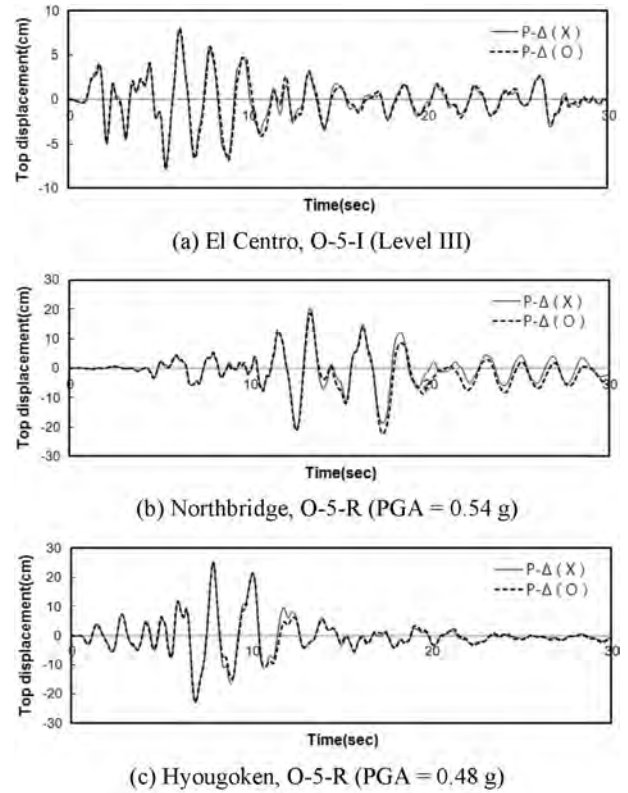


Fig. 15 Time history analysis (P- Δ)

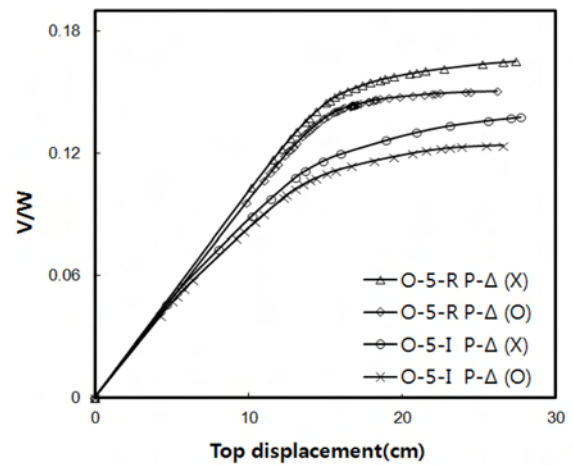


Fig. 16 Pushover analysis (P- Δ)

할 경우 O-5-R과 O-5-I에서 최대강도는 각각 10%, 11% 감소하고 최대지붕층변위도 소폭 감소하였다.

동일한 지붕층변위에 대한 시간이력해석과 푸쉬오버해석 결과에서 P- Δ 영향을 살펴보면 푸쉬오버해석 결과에서 영향이 크게 나타났다.

6.2 밀면전단력 - 지붕층 변위

Fig. 17에 선행연구¹⁾의 KBC2009 횡하중 수직분포 형태에 대한 한계상태 푸쉬오버곡선과 재현주기 수준별 최대지반가속도의 모든 지진파에 대한 최대밀면전단력-최대지붕층변위를 나타내었다.

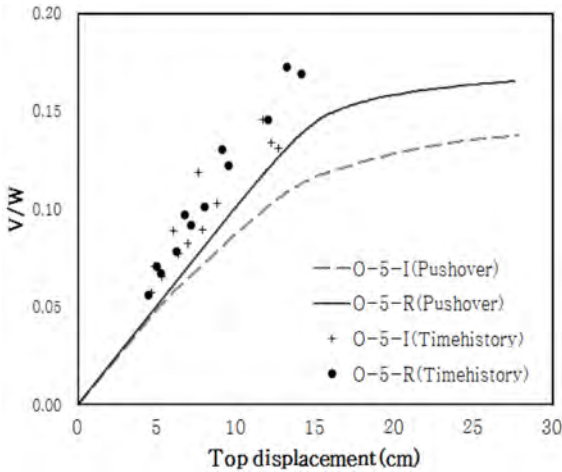


Fig. 17 Top displacement

두 가지 해석 결과 최대밀면전단력은 O-5-I에서 O-5-R 보다 작게 발생하였다. 그러나 동일한 밀면전단력에 대한 지붕층변위는 푸쉬오버해석 결과에서 시간이력해석 결과 보다 크게 평가되었다.

7. 결 론

이 연구에서는 지반조건 S_B 내진설계범주 C의 5층 철근콘크리트 보통모멘트골조를 대상으로 보-기둥 접합부 비탄성 전단거동이 구조물에 미치는 영향을 확인하기 위해 3개 지진파의 설계수준 및 재현주기 수준별 최대지반가속도를 적용하여 비탄성 시간이력해석을 수행하였으며 결과를 분석한 결론은 다음과 같다.

Level IV 최대지반가속도에 대하여 비탄성 보-기둥 접합부의 경우 강체 접합부에 비교하여 보 및 기둥 부재의 비탄성 변형은 감소하고 접합부의 균열이 발생하였으나 접합부 비탄성 전단거동에 관계없이 최대지붕층변위 및 최대층간변위는 비슷하였다. 최대층간변위는 KBC2009의 허용층간변위 1.5%를 넘지 않았으며 접합부 소성회전각도 거의 발생하지 않아 FEMA 356 붕괴방지 성능수준을 만족하였다고 평가된다. 푸쉬오버해석 결과에서는 횡변위가 증가함에 따라 P- Δ 영향이 증가하였지만 유효지반가속도 0.4 g에 대한 비탄성 시간이력해석 결과에서 P- Δ 영향은 나타나지 않았다. 그러므로 내진설계범주 C의 보통모멘트골조 구조설계 과정에서 보-기둥 접합부의 비탄성 전단거동 및 P- Δ 효과를 고려하지 않아도 문제가 없을 것으로 판단된다.

감사의 글

이 논문은 2011년도 정부(교육과학기술부)의 재원으로 한국연구재단(2011-0005279)의 지원을 받아 수행된 기초연구사업이다. 이 논문은 한국과학기술정보연구원/슈퍼컴퓨팅센터로부터 슈퍼컴퓨팅 자원과 기술지원을 받아 수행된 연구성과이다.

1. Kang, S. B. and Kim, T. Y., "Pushover Analysis of a 5-Story RC OMRF Considering Inelastic Shear Behavior of Beam-Column Joint," *Journal of the Korea Concrete Institute*, Vol. 24, No. 5, 2012, pp. 517-524. (doi: <http://dx.doi.org/10.4334/JKCI.2012.24.5.517>)
2. Minister of Land, Transport and Maritime Affairs, *Korean Building Code*, Architectural Institute of Korea, Seoul, Korea, 2009, pp. 51-475.
3. Minister of Land, Transport and Maritime Affairs, *Concrete Structural Design Code*, Korea Concrete Institute, Seoul, Korea, 2007, 99, pp. 55-378.
4. Hoshikuma, J. and Kawashima, K., "Stress-strain Model for Confined Reinforced Concrete in Bridge Piers," *Journal of Structural Engineering*, Vol. 123, No. 5, 1997, pp. 624-633.
5. MacGregor, J. G. and Wight, J. K., *Reinforced Concrete*, 4th Ed, Pearson Prentice Hall, New Jersey USA, 2005, 71 pp.
6. Kim, J. and LaFave, J. M., "Joint Shear Behavior of Reinforced Concrete Beam-Column Connections subjected to Seismic Lateral Loading," *NSEL Report Series Report No. NSEL-020*, University of Illinois at Urbana Champaign, 2009, pp. 66-140.
7. Ghobarah, A. and Biddah, A., "Dynamic Analysis of Reinforced Concrete Frames Including Joint Shear Deformation," *Engineering Structures*, Vol. 21, Issue 11, 1999, pp. 971-987.
8. Park, Y. J., Reinhorn, A. M., and Kunnath, S. K., "IDARC: Inelastic Damage Analysis of Reinforced Concrete Frame Shear wall Structures," *Technical Report NCEER-87-0008*, National Center for Earthquake Engineering Research, 1987, pp. 13-24.
9. Oh, J. H. and Kang, S. B., "Three-Parameter Model for Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Beam and Column," *Proceedings of the Korea Concrete Institute*, Pyeongchang, Korea, Vol. 22, No. 2, 2011, pp. 511-512.
10. Lee, J. Y. and Kang, S. B., "Three-Parameter Model for Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Beam-Column Joint," *Proceedings of the Korea Concrete Institute*, Pyeongchang, Korea, Vol. 22, No. 2, 2011, pp. 501-502.
11. Goel, R. K. and Chopra, A. K., "Period Formulas for Moment-Resisting Frame Buildings," *Journal of Structural Engineering*, Pyeongchang, Korea, Vol. 123, No. 11, 1997, pp. 1454-1461.
12. Amanat, K. M. and Hoque, E., "A Rationale for Determining the Natural Period of RC Building Frames Having Infill," *Engineering Structures*, Vol. 28, 2006, pp. 495-502.
13. Satake, N. and Suda, K., "Damping Evaluation Using Full-Scale Data of Buildings in Japan," *Journal of Structural Engineering*, Vol. 129, No. 4, 2003, pp. 470-477.
14. Ministry of Construction & Transportation, *Research of Seismic Design Code (I)*, Earthquake Engineering Society of Korea, Seoul, Korea, 1996, pp. 37-67.
15. Ministry of Construction & Transportation, *Research of Seismic Design Code (II)*, Earthquake Engineering Society of Korea, Seoul, Korea, 1997, pp. 160-172.
16. Paz, M., *Structural Dynamics*, 4th Ed, Chapman & Hall, Norwell Massachusetts USA, 1997, pp. 275-278.

요 약 이 논문에서는 비탄성 시간이력해석을 통해 보-기둥 접합부 비탄성 전단거동이 구조물 거동에 미치는 영향을 알아보기 위해 지반조건 S_B 내진설계범주 C에 대해서 5층 철근콘크리트 보통모멘트골조를 KBC2009에 맞게 구조설계 하였다. 보 및 기둥 부재의 휨모멘트-곡률 관계는 fiber model로 확인하였으며 보-기둥 접합부 모멘트-회전각 관계는 simple and unified joint shear behavior model과 보-기둥 접합부 모멘트 평형관계를 이용하여 확인하였다. 이력거동은 IDARC 프로그램의 three-parameter model을 활용하여 나타내었다. 2400년 재현주기 수준의 최대지반가속도에 대한 비탄성 시간이력해석 결과 비탄성 보-기둥 접합부를 고려하는 경우 최대밀면전단력은 감소하나 최대지붕층변위, 최대층간변위는 차이가 없었으며 발생한 최대층간변위도 KBC2009의 허용층간변위를 만족하여 구조설계 과정에서 보-기둥 접합부의 비탄성 전단거동을 고려하지 않아도 문제가 없을 것으로 판단된다.

핵심용어 : 철근콘크리트, 보통모멘트골조, 비탄성 시간이력해석, 보-기둥 접합부, 전단거동