

다중 가진에 대한 구조물의 지진응답 평가

Evaluation of Seismic Response of Multi-Story Frames for Multiple Ground Excitations

최현훈¹⁾ · C. Christopoulos²⁾ · 김진구³⁾

Choi, Hyun-Hoon · C. Christopoulos · Kim, Jin-Koo

국문 요약 >> 구조물의 응답에 대한 잔류변위의 영향을 평가하기 위하여, 초기 잔류변형이 있는 상태에서 작용하는 설계지진에 대한 좌굴방지 가새골조(BRBF)와 특수 모멘트골조(SMRF)의 응답을 평가하였다. 초기 잔류변형은 구조물에 두 가지 방법으로 적용하였다. 첫 번째 방법은 첫 지진에 대하여 구조물이 정지 상태에 도달한 이후 같은 크기의 지진을 적용하는 것이다. 두 번째 방법은 소요 잔류층간 변형이 발생할 때까지 일방향으로 가력한 다음 지진하중을 적용하였다. 해석결과에 따르면 초기 잔류층간변위는 BRBF와 SMRF의 응답에 큰 영향을 주었다. SMRF 시스템보다 BRBF의 응답이 초기 잔류변형에 크게 의존하였다. 그러므로 지진발생 이후 보수비용을 최소화하기 위하여 잔류층간변위를 줄이는 것이 필요하다.

주요어 잔류변위, 지진 해석, 다중 가진, 좌굴방지 가새골조, 특수 모멘트골조

ABSTRACT >> To investigate the effects of residual displacement, the structural responses of buckling-restrained braced frames (BRBF) and special moment-resisting frames (SMRF) were evaluated for design-based excitations following an application of initial residual drift. The initial residual drift was applied to the structure in two ways. The first way was to simply apply the same earthquake record to the structure twice, with an appropriate pause between applications to allow the structural response from the first record to return to zero. The second way to apply the initial residual drift was to apply a pushover to the structure until it arrives at the desired residual drift value. According to the analysis results, the initial residual drifts had a significant effect on the responses of steel BRBF and SMRF. The responses of BRBF were more highly dependent on the initial residual deformation than the responses of SMRF. Therefore, in order to minimize the post-event repair cost, a reduction of residual drift is required.

Key words residual displacement, seismic analysis, multiple-excitations, buckling-restrained braced frame, special moment resisting frames

1. 서론

현행 내진설계 기준에서는 설계지진에 대하여 구조물의 구조형식에 따라 구조 부재와 비구조 부재의 크고 작은 손상을 허용하고 있다. 따라서 지진의 가진 시간동안 구조 부재의 소성변형이 발생할 경우 이를 복원시키는 요소나 시스템이 없으면 구조물이 어느 한 방향으로 기울어져 영구히

변형한다. 특히 지진의 특성상 본진(Main Shock)이 발생한 이후 작게는 수차례에서 수십차례의 여진(Aftershock)이 발생하는데, 최근 발생한 중국의 쓰촨성 지진의 경우는 본진에 이어 크고 작은 규모의 여진이 수천여 차례 발생하였다. 만약 본진이 발생하였을 때 구조물이 손상을 입어 잔류변위(Residual Displacement)가 발생하였다면, 강한 여진에 의하여 잔류변위는 증폭되어 구조물의 붕괴로 이어질 수 있다. 또한 지반운동이 멈춘 후 손상된 구조물의 복원비용은 주요 구조부재의 최종 변형형태에 따라 크게 달라진다. 따라서 성능에 기초한 내진설계¹⁾에서는 본진이 발생하는 동안 구조물의 최대응답뿐만 아니라 발생 이후 구조물의 보수·보강 및 사용까지도 고려하도록 규정하고 있다. 성능에 기초한 내진설계 개념을 도입한 구조물의 내진보강 기준인 FEMA-356²⁾에서는 각 구조 시스템의 성능수준별 허용 잔류변위에

¹⁾ 정희원·성균관대학교 건축공학과 박사후 연구원

²⁾ Associate Professor, Dept. of Civil Eng., Univ. of Toronto, Canada

³⁾ 정희원·성균관대학교 건축공학과 부교수

(대표저자: jkim12@skku.edu)

본 논문에 대한 토의를 2009년 2월 28일까지 학회로 보내 주시면 그 결과를 게재하겠습니다.

(논문접수일 : 2008. 8. 18 / 수정일 1차 : 2008. 8. 18, 2차 : 2008. 11. 7 / 게재확정일 : 2008. 11. 7)

대하여 정량적으로 규정하고 있다.

구조물의 잔류변형 응답에 대한 연구는 몇몇 연구자들에 의하여 단자유도 구조물을 대상으로 수행되었다.⁽³⁻⁴⁾ 이선형 (Bilinear) 단자유도 시스템을 대상으로 잔류변위에 영향을 미치는 변수에 대한 연구를 수행한 MacRae and Kawashima의 연구결과⁽³⁾에 따르면 항복 후 강성비가 잔류변위의 크기에 큰 영향을 주는 것으로 나타났다. 잔류변형 응답에 이력모델이 미치는 영향을 분석하기 위하여 Christopoulos et al.⁽⁴⁾은 이선형 이력모델, 다케다 이력모델과 플래그 형상(Flag-shaped) 이력모델을 대상으로 연구를 수행하였다. 이들은 잔류변형이 지진하중의 크기뿐만 아니라 구조물의 이력특성에 따라 변화한다고 보고하였다.

최근 지진하중의 크기, 구조물의 층수, 진동주기, 초과강도계수와 같은 설계변수가 다층 구조물의 잔류층간변위 응답에 미치는 영향에 대한 연구도 수행되었다.⁽⁵⁾ 이러한 구조물의 잔류변형 응답을 평가하기 위한 연구와 함께 잔류변형을 크게 줄이거나 제거할 수 있는 장치 및 시스템에 대한 연구도 활발하게 진행되고 있다. 기존 철골 모멘트골조의 보-기둥 접합비용을 줄이고 잔류변형을 줄이기 위하여 강선과 에너지 소산장치를 이용한 셀프센터링 시스템이 제안되었다.⁽⁶⁻⁷⁾ 또한 가새형태로 구조물의 층간에 설치하여 구조물의 잔류층간변위를 줄이기 위한 셀프센터링 가새시스템에 대한 실험 및 해석적 연구도 수행되었다.⁽⁸⁻⁹⁾ 이러한 연구들은 본진에 대한 잔류변형 응답을 평가하였고, 본진에 의해 손상된 구조물의 응답에 여진이 미치는 영향에 대한 분석 및 평가는 수행되지 않았다.

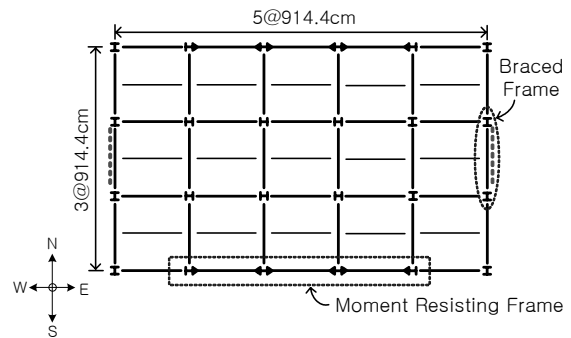
본 연구에서는 철골 특수 모멘트골조와 좌굴방지 가새골조를 대상으로 지진하중에 의해 손상되어 잔류변형이 발생한 구조물에 다시 지진하중이 작용할 경우 구조물의 변위응답을 평가하였다.

2. 예제 구조물의 설계

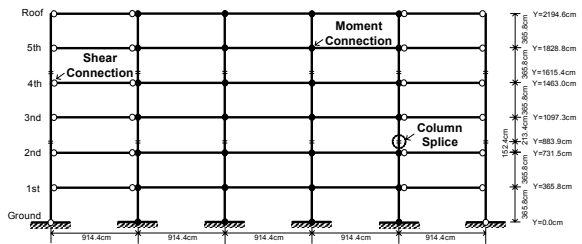
예제 구조물은 6층과 12층의 철골조 구조물로 LA 지역의 도심지에 위치한다고 가정하였다. 모든 구조물의 경간의 길이는 9.1m이고 각 층의 층고는 3.65m로 일정하다. 각 층의 무게는 지붕층은 5100kN이고 그 이외의 층은 5410kN이다. 횡하중 저항시스템은 그림 1과 같으며, 동서방향으로는 특수 모멘트골조를 배치하였고(그림 2(a)), 남북방향으로는 역V형태의 좌굴방지 가새골조를 배치하였다(그림 2(b)). 가새골조의 보와 기둥은 ASTM A992 강재를 사용하였고, 중력골조와 모멘트골조의 기둥과 보는 각각 ASTM A992와 A36 강재를 사용하였다. A992와 A36 강재의 항복강도는

각각 345MPa와 248MPa이다.

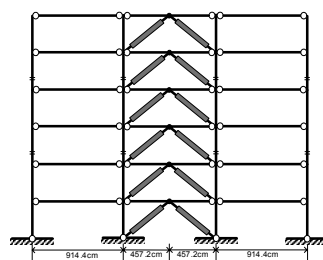
설계하중은 ASCE 7-05 기준⁽¹⁰⁾에 따라 산정하였고 AISC의 내진규정⁽¹¹⁾과 하중저항계수 설계기준⁽¹²⁾을 적용하였다. 특수 모멘트골조는 보와 기둥의 연결점에서 보와 기둥의 모멘트비를 산정하여 내진규정의 강기둥-약보 조건을 검토하였다. 좌굴방지 가새의 요구강도(P_u)에 대한 설계강도(ϕP_n)의 비($P_u/\phi P_n$)는 0.95이상이 되도록 가새를 설계하였다. 그리고 보는 중력하중과 그림 3에 나타난 것과 같이 인장가새와 압축가새의 부재력의 차이에서 발생하는 불균형하중



〈그림 1〉 예제 구조물의 평면

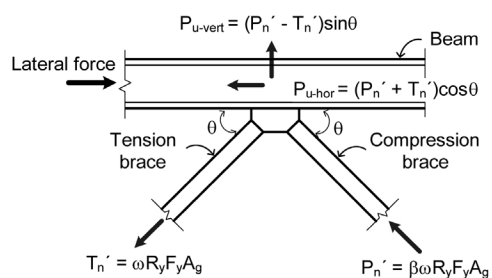


(a) 특수 모멘트골조의 입면



(b) 좌굴방지 가새골조의 입면

〈그림 2〉 6층 예제 구조물의 입면



〈그림 3〉 보에 작용하는 불균형력

을 고려하여 설계하였다. 그림 3에서 β 는 압축강도 조정계수(Compression Strength Adjustment Factor)로 최대 압축강도와 인장강도의 비를 고려하기 위한 계수이다. 그리고 변형도 경화를 고려하기 위하여 인장강도 조정계수(Tension Strength Adjustment Factor) ω 가 사용되었다.⁽¹¹⁾ R_y 는 최소 항복강도에 대한 기대 항복강도의 비이다. 본 논문에서는 좌굴방지 가새의 중심부재인 A36 강재에 대한 β 와 ω 계수를 각각 1.1과 1.5로 가정하였고, $R_y=1.3$ 을 사용하였다.⁽¹³⁾

예제 구조물의 지반조건은 단단한 토사지반(Class D)으로 가정하였고 설계지진하중을 산정하기 위한 가속도 계수는 각각 $S_s=2.1$, $S_1=0.8$ 이다. 설계기준에 따라 산정한 중력하중과 지진하중에 대하여 응답스펙트럼법을 이용하여 구조물의 설계를 수행하였다. 설계된 구조물의 밀면전단력(V_b)과 동적특성은 표 1과 같다.

3. 예제 구조물의 2차원 모델링

구조물의 외관에 설치된 철골 모멘트골조와 좌굴방지 가새골조의 응답을 비교하기 위하여 그림 1에 나타난 것과 같이 각 방향에 설치된 구조시스템의 2차원 해석을 수행하였다. 6층 좌굴방지 가새골조의 2차원 모델링을 나타낸 그림 4와 그림 5를 보면 중력하중에 의한 P- Δ 효과를 고려하기 위하여 중력하중 저항골조(C1기둥, C4기둥)와 모멘트골조(C2기둥, C5기둥)의 일부에 작용하는 중력하중을 고려하였다. 이들 기둥의 단면 특성값은 단일 기둥의 특성값에 동일한 기둥의 개수를 곱하여 모델링하였다. 바닥판의 강막작용을 고려하기 위하여 그림 5에 나타난 것과 같이 각 층에 위치한 절점의 X방향 자유도는 주절점의 X방향 변위에 종속시켰다. 모멘트골조도 같은 방법으로 모델링하였다. 가새골조와 중력하중 저항골조의 보와 기둥은 전단접합으로 가정하였고, 해석 모델링에서는 보 양단은 힌지로 연결하였다.

〈표 1〉 예제 구조물의 설계 밀면전단력과 동적 특성

(a) 특수 모멘트골조					
층수	V_b (kN)	주기(sec)		질량참여율(%)	
		1차모드	2차모드	1차모드	2차모드
6	2275.8	1.54	0.54	80.0	11.3
12	2626.5	2.82	1.00	77.0	11.7
(b) 좌굴방지 가새골조					
층수	V_b (kN)	주기(sec)		질량참여율(%)	
		1차모드	2차모드	1차모드	2차모드
6	3006.3	1.06	0.38	76.8	15.3
12	3591.8	2.24	0.74	70.5	18.0

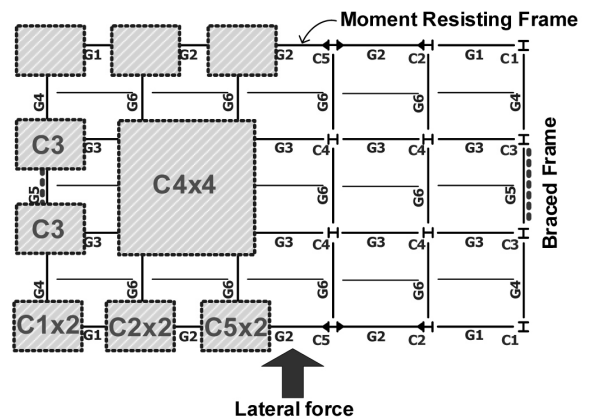
보와 기둥의 항복후 강성비는 초기 강성의 2%이며, 모멘트골조의 보와 기둥은 부재의 단부에서만 소성힌지가 발생한다고 가정하였다.

좌굴방지 가새는 항복이후 나타나는 변형도 경화현상을 고려하기 위하여 ‘Isotropic/Kinematic Strain Hardening Ramberg-Osgood’ 이력모델을 사용하였고, 압축시 항복강도가 인장항복강도보다 10% 크다고 가정하였다. 이력모델 구현을 위하여 Tremblay et al.⁽¹⁴⁾에 의하여 수행된 실험결과에 부합되게 Ramberg-Osgood 이력모델의 weighting coefficient (β)와 Ramberg-Osgood factor(r)을 각각 0.65와 17로 조정하였다.

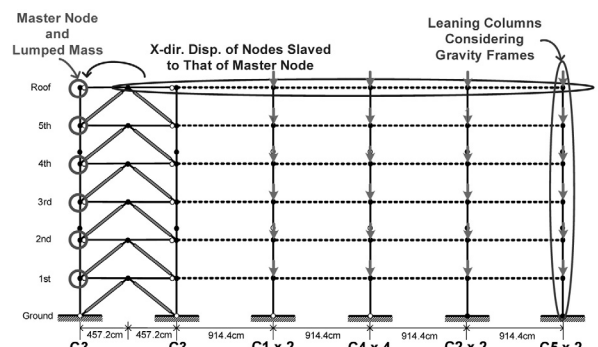
4. 비선형 정적해석

본 연구에서는 앞서 3장에서 기술한 것과 같이 3차원 구조물의 각 방향으로 설치된 횡하중 저항시스템의 2차원 해석을 수행하기 위하여 그림 5와 같이 구조물을 모델링하였다. 구조물의 잔류변형 응답을 평가하기에 앞서 2차원 해석 모델의 적합성을 검증하기 위하여 비선형 정적해석을 수행하여 2차원 모델과 3차원 구조물의 응답을 비교하였다.

횡방향 하중을 점진적으로 증가시키면서 구조물의 전체



〈그림 4〉 P- Δ 효과를 고려하기 위한 중력하중 부담 기둥의 분류



〈그림 5〉 6층 좌굴방지 가새골조의 2차원 모델링

적인 항복 상태와 보유 내력을 평가하기 위하여 Ruaumoko 프로그램⁽¹⁵⁾을 이용하여 푸쉬오버 해석(Pushover Analysis)을 수행하였다. 횡하중(F_i)은 구조물의 동적 모드특성과 고차모드 효과를 고려하기 위하여 Valles 등⁽¹⁶⁾이 제안한 등가 고유모드(Equivalent Fundamental Mode, $\bar{\phi}_i$)에 비례하게 식 (1)과 같이 분배하였다.

$$F_i = \frac{m_i \bar{\phi}_i}{\sum_{k=1}^N m_k \bar{\phi}_k} V \tag{1}$$

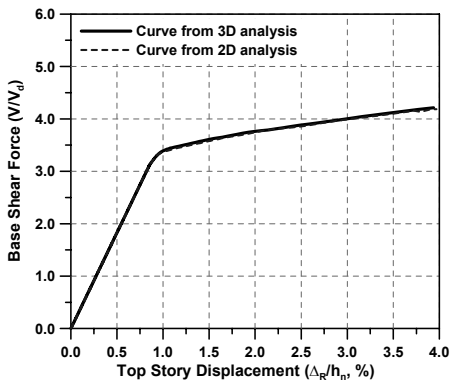
$$\bar{\phi}_i = \sqrt{\sum_{j=1}^N (\phi_{ij} \Gamma_j)^2} \quad \Gamma_j = \frac{\sum_{k=1}^N m_k \phi_{kj}}{\sum_{k=1}^N m_k \phi_{kj}^2} \tag{2}$$

푸쉬오버 곡선의 밀면전단력(V)은 설계밀면전단력(V_d)에 대한 비로 나타내었고, 최상층 변위(Δ_R)는 구조물 전체 높이(h_n)에 대한 비율로 나타내었다. 해석결과를 나타낸 그림 6과 그림 7을 보면 2차원과 3차원 구조물의 푸쉬오버 곡

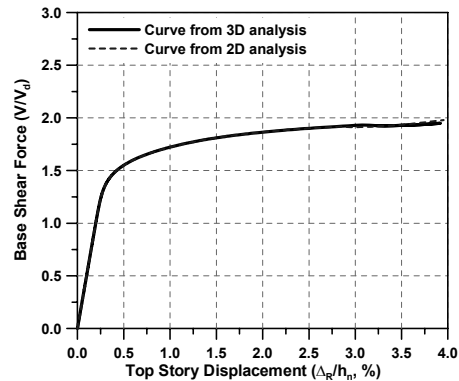
선은 거의 일치하였다. 또한 어느 한 층의 층간변위가 층고(h_s)의 2%에 도달하였을 때 층간변위의 분포를 나타낸 그림 7에서도 두가지 해석방법을 이용한 결과가 유사함을 알 수 있다. 따라서 본 연구에서 사용한 2차원 모델링 방법은 적합하다고 사료된다.

특수 모멘트골조의 경우 밀면전단력이 좌굴방지 가새에 비하여 크다(그림 8) 이것은 설계하중에 대하여 횡변위 요구를 만족시키기 위하여 모멘트골조의 부재 단면을 강도 요구보다 큰 단면을 사용하였기 때문이다. 반면 좌굴방지 가새골조는 보와 기둥의 접합부가 힌지로 연결되어 있어 모든 횡력은 가새의 축방향력으로 저항하고 주요 설계지표는 횡방향 변위가 아닌 강도요구가 된다.

구조물의 내진성능 평가시 FEMA-356 기준⁽²⁾에서는 가새골조의 경우 인명안전(Life Safety, Δ_{ls}) 수준과 붕괴방지(Collapse Prevention, Δ_{cp}) 성능수준에 대한 층간변위 한계값은 각각 1.5%와 2.0%으로 규정하고 있고 철골 모멘트골조의 한계값은 각각 2.5%와 5.0%이다. 그리고 ASCE 7-05 기준⁽¹⁰⁾에서는 4층 이상의 구조물에 대한 허용층간변위(Δ_a)

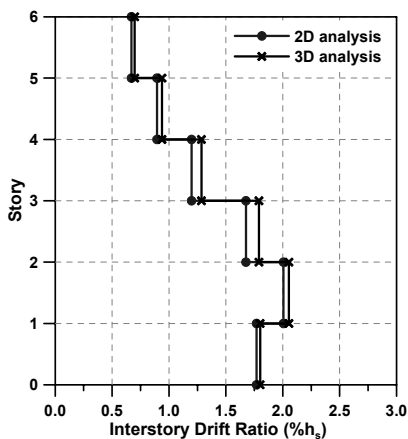


(a) 특수 모멘트골조

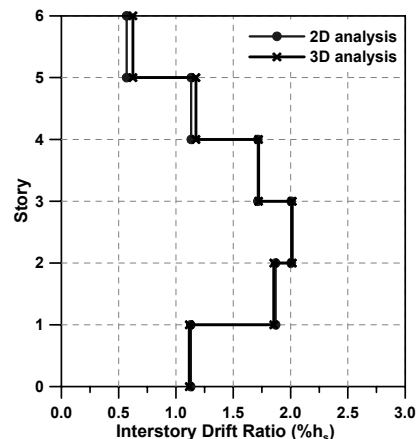


(b) 좌굴방지 가새골조

〈그림 6〉 2차원과 3차원 해석에서 산정한 6층 구조물의 푸쉬오버 곡선

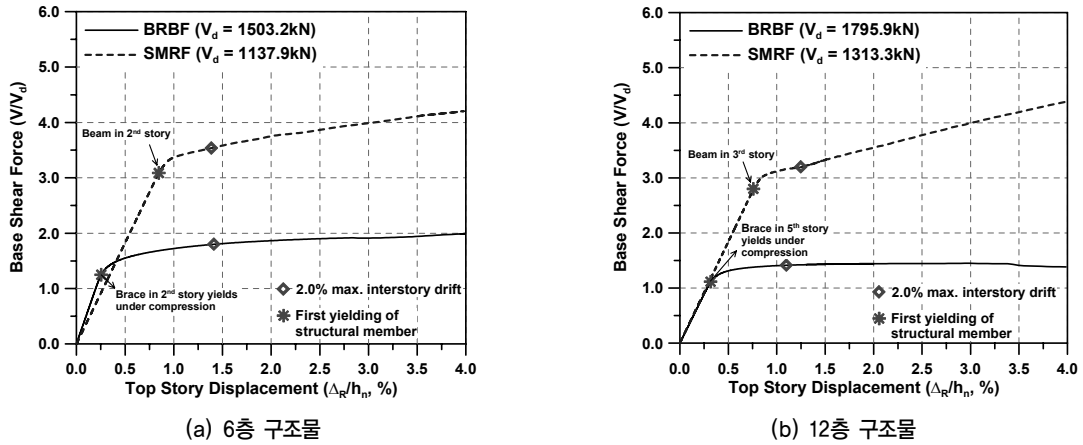


(a) 특수 모멘트골조



(b) 좌굴방지 가새골조

〈그림 7〉 2차원과 3차원 해석에서 산정한 6층 구조물의 최대 층간변위비



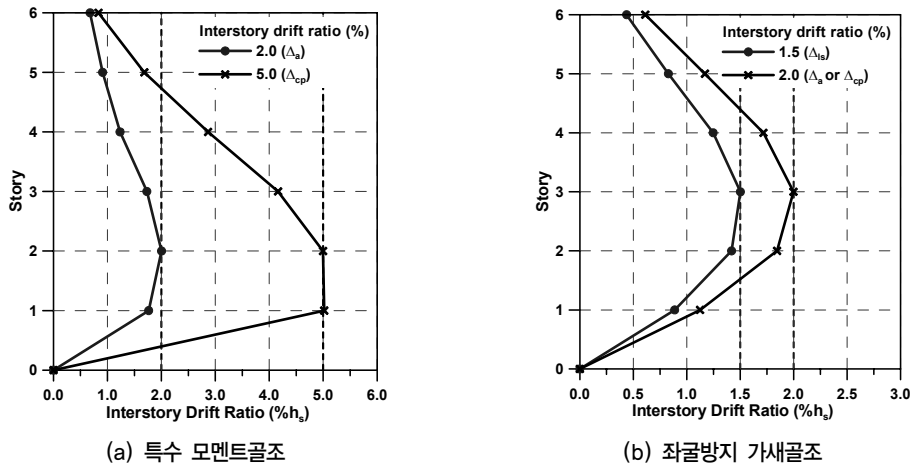
〈그림 8〉 예제 구조물의 푸쉬오버 곡선

는 층고의 2.0%이다.

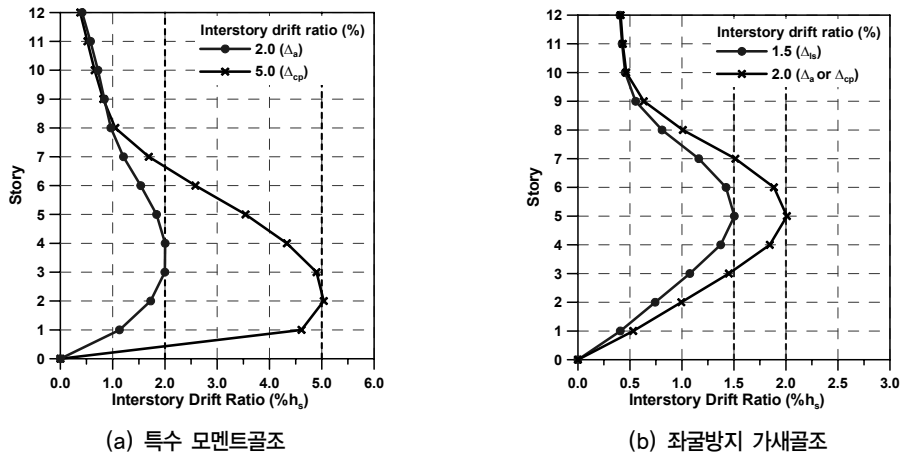
각 시스템의 높이방향으로 응답의 변화를 살펴보기 위하여 그림 9와 그림 10과 같이 어느 층의 층간변위비가 한 계값에 도달했을 때 층간변위의 층별분포를 구하였다. 좌굴방지 가새골조의 경우 중간층의 층간변위비가 1.5%와 2.0%에 도달하였을 때 상부층과 하부층의 응답은 1.0%보다 작거나 1.0% 근처였다. 모멘트골조의 층간변위는 하부층에서

최대값이 발생하고 상부층으로 갈수록 작아지는 형태이다. 층간변위비가 증가함에 따라 6층 구조물은 응답은 모든 층에서 증가하였지만 12층 구조물의 경우 최대응답이 발생하는 층 주위에서만 증가하였다.

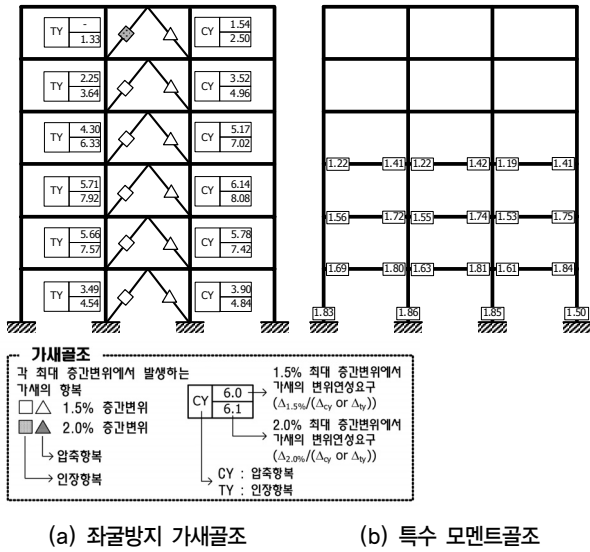
각 층간변위비에 대한 좌굴방지 가새의 변위 연성비와 2.0%의 허용 층간변위비에서 모멘트골조의 보와 기둥 부재의 휨변형 연성비는 그림 11과 같다. 좌굴방지 가새의 경우



〈그림 9〉 각 한계상태에서 6층 구조물의 층간변위비



〈그림 10〉 각 한계상태에서 12층 구조물의 층간변위비



(a) 좌굴방지 가새골조 (b) 특수 모멘트골조

〈그림 11〉 6층 구조물 구조부재의 비탄성 변형

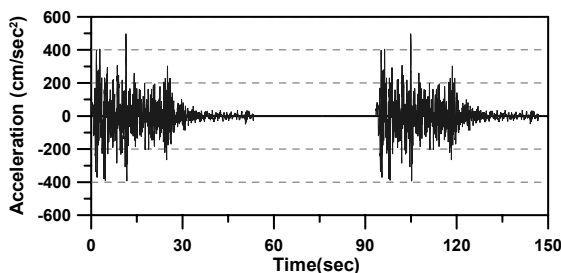
2.0% 층간변위비에 대하여 가새의 최대변위 연성비는 8.1 이었다. University of California at Berkeley에서 수행된 좌굴방지 가새 부재에 대한 실험결과⁽¹⁷⁾에 따르면 반복 하중에 대한 최대변위 연성비는 10~20 정도였으며 지진하중에 대하여는 최대값이 8.3으로, 해석결과에 의한 최대변위 연성비는 수용할 수 있을 것으로 판단된다.

모멘트골조의 경우 앞서 층간변위가 하부층에서 크게 발생한 구조물의 거동(그림 9와 그림 10)에 부합되게 하부층에서 소성힌지가 발생하였다. 또한 소성힌지가 보의 양단부와 1층 기둥의 밑면에 발생하여 설계단계에서 고려한 강기동-약보 메커니즘이 구현됨을 알 수 있다.

5. 잔류변형이 구조물의 응답에 미치는 영향

5.1 다중 지진하중(Multiple-excitation)에 대한 응답

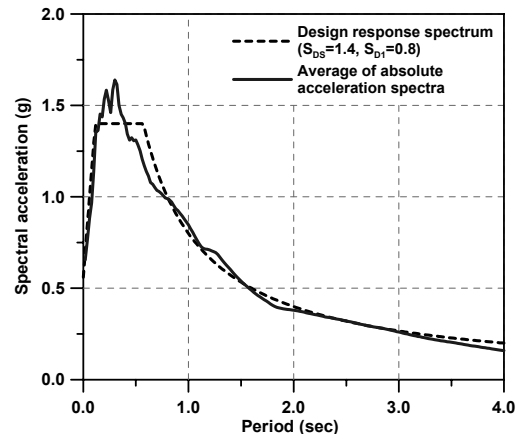
일반적으로 지진은 본진이 발생한 이후 크고 작은 규모의 여진이 발생한다. 본진에 의해 손상된 구조물의 거동에 대한 여진의 영향을 평가하기 위하여 그림 12와 같이 첫 번째 지진이 발생한 이후 구조물의 진동이 멈출 때까지 충분한 시간이 지난 후 다시 두 번째 가진을 하였다. 두 번째 지진



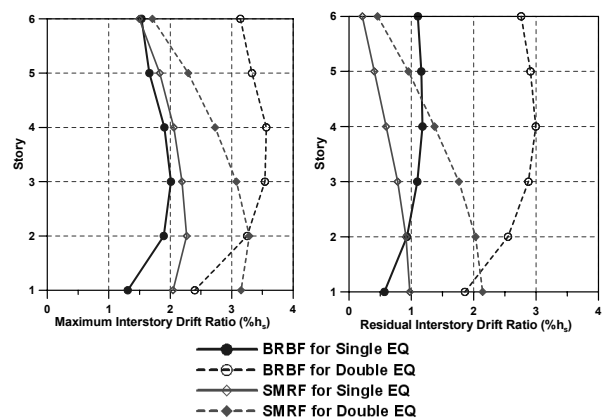
〈그림 12〉 이중 지진하중(Double Excitations)의 예(LA01 지진기록)

의 크기는 첫 번째 지진의 크기와 동일하다고 가정하였다. 비선형 동적해석에 사용된 지진하중은 SAC Steel Project에서 제시하고 있는 LA지역의 단단한 토사지반(S_D)에 대한 설계수준(50년에 발생확률이 10%)의 지진기록 20개를 사용하였다.⁽¹⁸⁾ 20개 지진기록의 평균응답스펙트럼이 설계응답스펙트럼에 부합되도록 하기 위하여 그림 13과 같이 평균응답스펙트럼에 1.1배를 하였다.

첫 번째 지진 이후 예제 구조물의 최대 층간변위와 잔류 층간변위를 산정하고, 두 번째 지진 이후의 응답과 비교하였다. 20개 지진의 평균 변위응답을 나타낸 그림 14를 보면 첫 번째 지진하중에 대한 최대 층간변위는 하부층에서 약간의 차이가 있지만 두 구조물의 변위분포는 비슷하였다. 그러나 두 번째 지진 이후 좌굴방지 가새골조의 층간변위는 모든 층에 걸쳐 크게 증가한 반면 모멘트골조에서는 하부층의 응답이 상부층보다 크게 증가하였다. 두 번째 지진에 대한 최대 층간변위의 분포 형태는 두 시스템에서 발생한 잔류변위의 분포 형태(그림 14(b))와 유사하게 2층을 기준으



〈그림 13〉 설계스펙트럼과 지진하중의 평균응답스펙트럼



(a) 최대층간변위 (b) 잔류층간변위

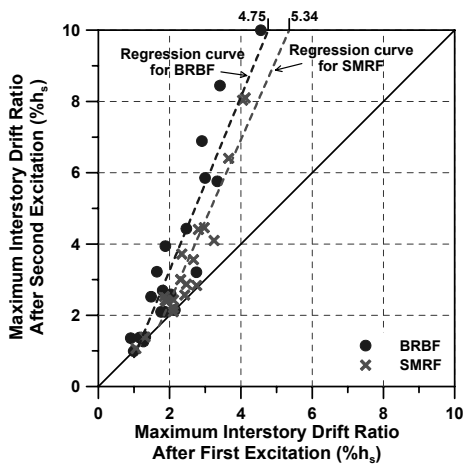
〈그림 14〉 첫 번째와 두 번째 지진하중에 대한 6층 구조물의 평균 변위 응답

로 하부층에서는 모멘트골조의 응답이 크고 상부층으로 갈수록 두 시스템의 응답 차이가 커졌다. 이것은 앞서 비선형 정적해석에서 구한 한계 층간변위 변화에 따른 층별 응답의 변화(그림 9와 그림 10)에서 살펴본 바와 같이 모멘트골조는 하부층의 응답의 변화가 크지만 좌굴방지 가새골조는 중간층에서 응답이 크게 증가하는 경향과 유사하다.

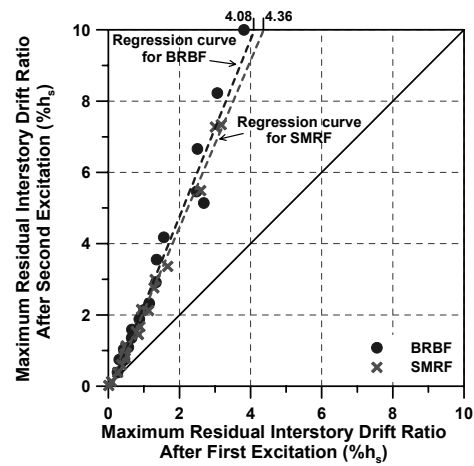
6층과 12층 좌굴방지 가새골조와 모멘트골조의 20개의 각 지진하중에 대한 응답의 변화는 그림 15와 그림 16과 같다. 그림에서 대각선은 첫 번째 지진하중에 대한 응답과 두 번째 지진하중에 대한 응답의 비가 1인 경우이다. 즉, 두 번째 지진하중에 대한 구조물의 응답이 변하지 않는 경우이다. 첫 번째 지진하중에 대한 최대층간변위비가 2%보다 작은 경우에는 6층과 12층 구조물 모두 두 번째 지진하중으로 인한 응답의 변화가 작았다. 그러나 이보다 큰 층간변위비에 대해서는 두 번째 지진에 의하여 크게 증가하였다. 이러한 최대층간변위 응답과는 달리 잔류층간변위는 모든 구조물

에 대하여 두 번째 지진하중에 대한 응답이 첫 번째 지진하중에 의한 응답의 약 2배 정도로 커졌다. 층별로 두 번째 지진하중의 응답증폭을 살펴보면 6층 구조물보다 12층 구조물의 변위응답이 두 번째 지진에 의하여 증폭되었다. 그리고 구조물의 층수에 관계없이 좌굴방지 가새골조의 응답이 모멘트골조에 비하여 증가하였다. 이러한 현상은 12층에서 더욱 현저하게 나타났다. 12층 구조물의 응답을 나타낸 그림 16에서 그래프의 상단에 나타난 점들은 두 번째 지진하중에 대한 해석결과가 수렴하지 않는 경우이거나 층간변위가 층고의 10%를 초과한 경우이다.

첫 번째 지진에 의해 손상된 구조물의 응답에 대한 두 번째 지진하중의 영향을 살펴보기 위하여 그림 17과 그림 18과 같이 최대층간변위와 잔류층간변위의 증폭비를 비교하였다. 만약 두 변위응답이 비슷한 비율로 증폭되면 그림에서 대각선 부근에 최대응답을 나타낸 점들이 위치한다. 해석결과에 따르면 층수와 구조시스템에 관계없이 두 번째 지

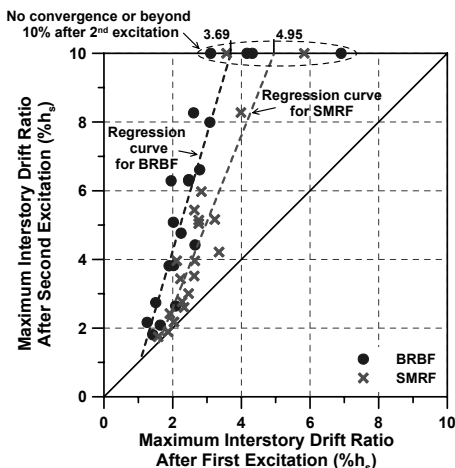


(a) 최대층간변위

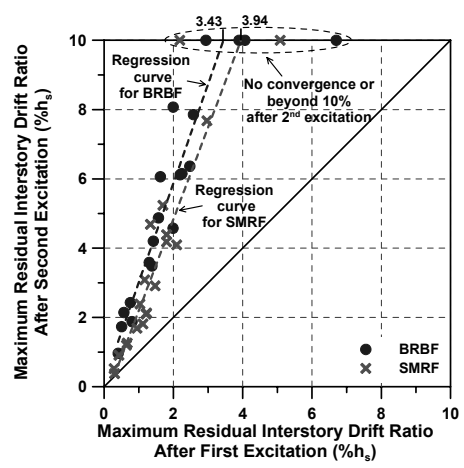


(b) 잔류층간변위

〈그림 15〉 이중 지진하중에 대한 6층 구조물의 응답

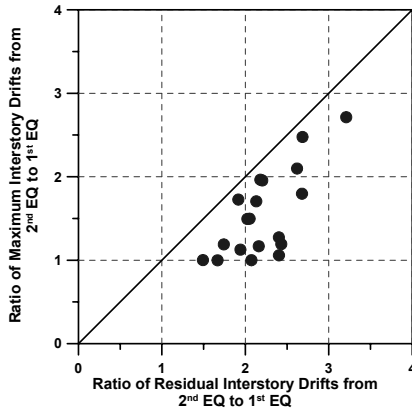


(a) 최대층간변위

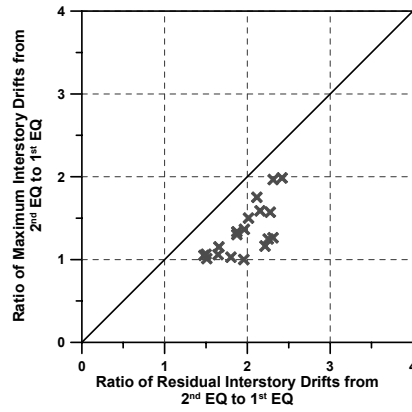


(b) 잔류층간변위

〈그림 16〉 이중 지진하중에 대한 12층 구조물의 응답

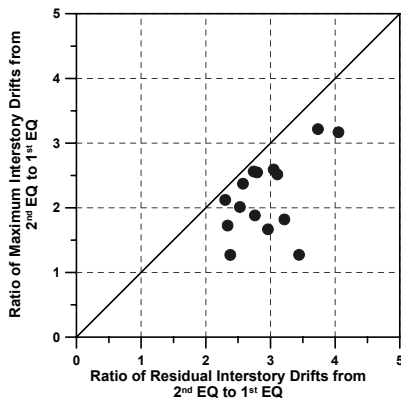


(a) 좌굴방지 가새골조

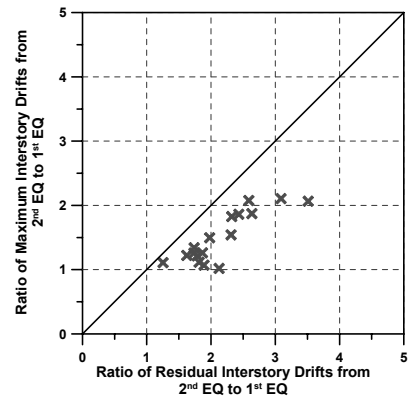


(b) 모멘트골조

〈그림 17〉 6층 구조물의 최대층간변위의 변화에 대한 잔류층간변위 의 변화



(a) 좌굴방지 가새골조



(b) 모멘트골조

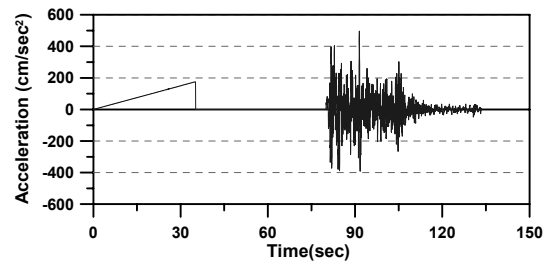
〈그림 18〉 12층 구조물의 최대층간변위의 변화에 대한 잔류층간변위의 변화

진에 의해 최대층간변위보다 잔류변위응답의 증가폭이 더욱 컸다.

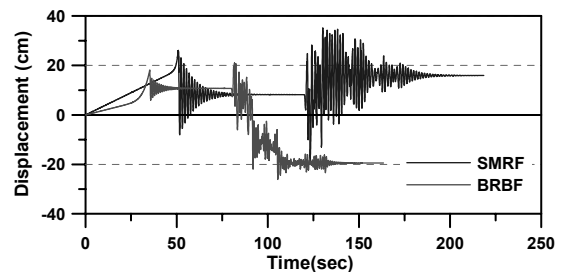
5.2 초기 잔류변형이 구조물의 응답에 미치는 영향

위의 결과를 보다 명확하게 분석하기 위하여 초기 잔류변형(Δ_r)이 0.5%에서 2.0%까지 인위적으로 발생되도록 그림 19와 같이 목표 잔류변형이 발생하도록 일방향으로 가력한 다음 지진하중을 구조물에 가하였다. 이러한 하중에 대한 구조물의 최상층의 응답은 그림 20과 같다. 구조물의 어느 한층에서 0.5~2.0%의 초기 잔류층간변위비가 발생하기 위하여 필요한 하중은 반복수행을 통하여 찾고 이후 5.1절에서 사용한 20개의 지진기록을 사용하였다. 초기 잔류층간변위가 1.0%와 2.0%일 때 구조물의 영구변형 분포는 그림 21에 나타난 것과 같이 하부층에서 크고 상부층으로 갈수록 작아진다. 12층 구조물의 경우 그림 19와 같은 하중에 대하여 해석이 수렴하지 않았기 때문에 6층 좌굴방지 가새골조와 모멘트골조에 대하여 해석을 수행하였다.

초기 잔류변형의 크기에 따른 구조물의 층별 변위응답의



〈그림 19〉 초기 잔류변형을 고려한 지진하중(LA01지진)

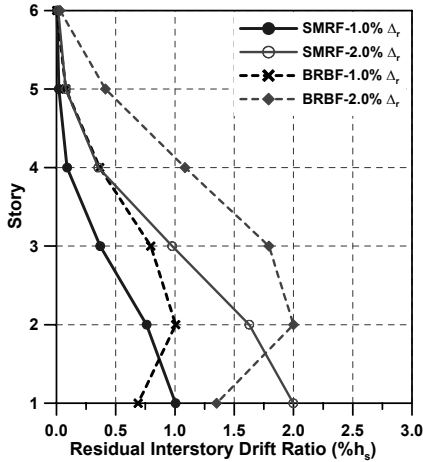


〈그림 20〉 초기 잔류변형을 고려한 지진하중에 대한 최상층 변위의 시간이력(LA01지진)

변화는 그림 22와 그림 23과 같다. 좌굴방지 가새골조의 경우 초기 잔류층간변위가 증가함에 따라 모든 층에서 최대층간변위와 잔류층간변위가 거의 일정하게 증가하였다.(그림

22) 그러나 모멘트골조의 응답을 나타낸 그림 23을 보면 구조물의 하부층에서 응답이 크게 증가하였지만 상부층으로 갈수록 증가량이 작았다. 이러한 시스템별 응답의 차이는 비선형 정적해석에서 구한 구조부재의 소성변형을 나타낸 그림 11에서 그 이유를 찾을 수 있다. 모멘트골조의 경우(그

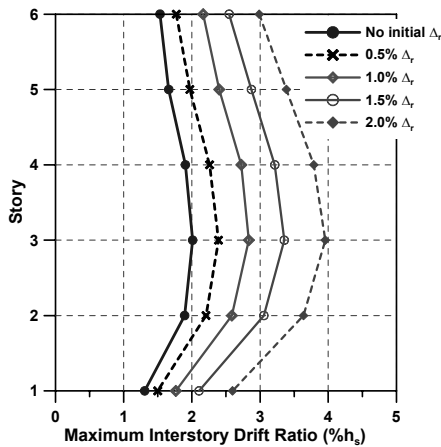
림 11(b)) 하부층의 보에 소성변형이 집중되고 이후 다시 하중에 가해지더라도 상부층의 변형이 크게 증가하지 않고 이미 손상된 부재의 소성변형이 증가한다. 반면 좌굴방지 가새골조는 모든 층의 가새의 소성화가 진행되기 때문에 이후 가해지는 하중에 대하여 소성변형이 모든 층에 걸쳐서 증가하게 된다.



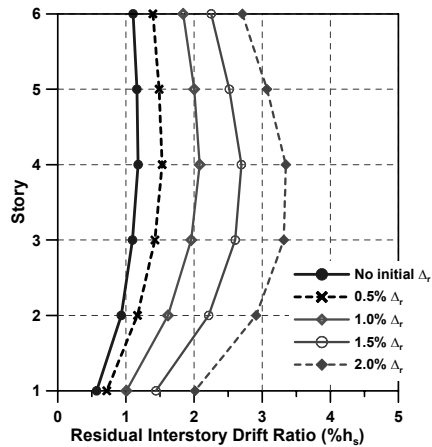
〈그림 21〉 초기 잔류변형의 층별 분포

초기 잔류변형을 포함한 해석결과($(\Delta_{max})_{push+EQ}$)와 초기 변형 없이 지진하중만을 고려한 결과($(\Delta_{max})_{EQ}$)의 비는 그림 24에 나타내었다. 초기 변형이 없는 경우에 대하여 초기 잔류층간변위비가 2.0%로 증가하면 좌굴방지 가새골조의 최대 층간변위는 2배로 증가하였지만 철골 모멘트골조는 약 1.7배로 좌굴방지 가새골조에 비하여 작게 증가하였다. 그림 24(b)에서 볼 수 있듯이 초기 잔류변형의 영향은 최대층간변위보다 잔류층간변위의 변화에 대하여 더욱 컸다.

이러한 경향은 이중 지진하중에 대한 최대 층간변위와 잔류층간변위의 상관관계를 나타낸 그림 17과 그림 18에서도 확인할 수 있다. 따라서 지진발생 이후 구조물의 거동까지

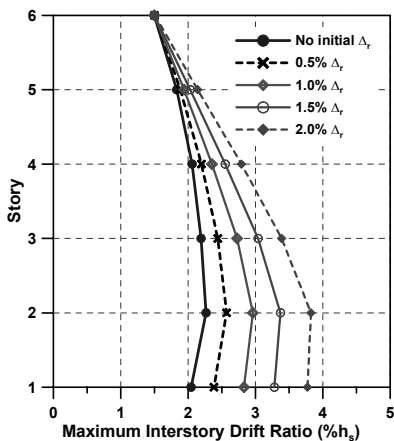


(a) 최대층간변위

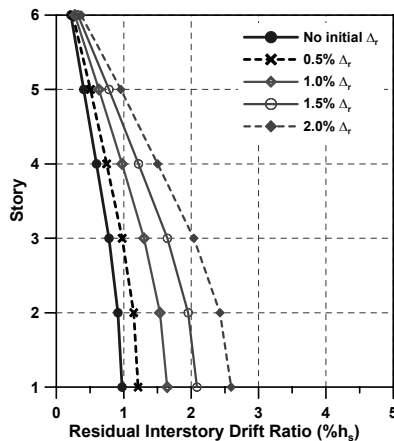


(b) 잔류층간변위

〈그림 22〉 초기 잔류변형을 고려한 지진하중에 대한 6층 좌굴방지 가새골조의 응답

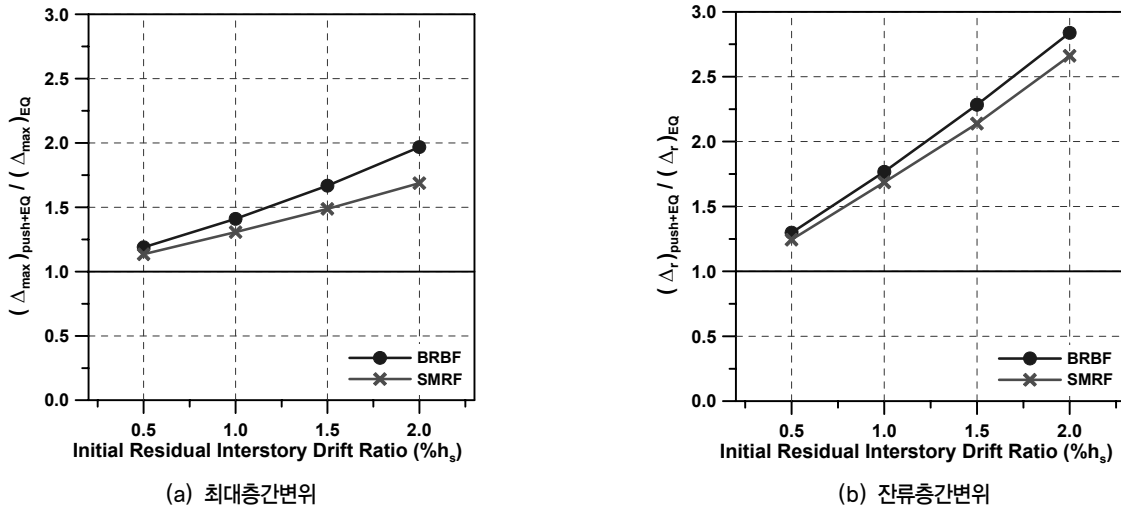


(a) 최대층간변위



(b) 잔류층간변위

〈그림 23〉 초기 잔류변형을 고려한 지진하중에 대한 6층 모멘트골조의 응답



〈그림 24〉 초기 잔류변형의 크기에 따른 변위응답비

평가하기 위해서는 최대층간변위 뿐만 아니라 잔류변형에 대한 세심한 고려가 필요하다.

6. 결론

본 연구에서는 구조물의 잔류변형응답과 초기 변형이 구조물의 응답에 미치는 영향을 평가하기 위하여 중저층 철골 특수 모멘트골조와 좌굴방지 가새골조를 대상으로 이중 지진하중(Double Excitations)과 초기 잔류변형 크기의 변화에 따른 구조물의 최대층간변위와 잔류층간변위의 변화를 비교·분석하였다.

이중 지진하중에 대한 해석결과에 따르면 첫 번째 지진하중에 대한 최대층간변위비가 2%보다 작은 경우에는 6층과 12층 구조물 모두 두 번째 지진하중으로 인한 응답의 변화가 작았다. 그러나 이보다 큰 층간변위비에 대해서는 두 번째 지진에 의하여 크게 증가하였다. 이러한 최대층간변위비의 응답과는 달리 잔류층간변위비는 모든 구조물에 대하여 두 번째 지진하중에 대한 응답이 첫 번째 지진하중에 의한 응답의 약 2배 정도로 커졌다. 층별로 두 번째 지진하중으로 인한 구조물의 응답증폭을 살펴보면 6층 구조물보다 12층 구조물의 변위응답이 두 번째 지진에 의하여 더욱 증폭되었다. 그리고 구조물의 층수에 관계없이 좌굴방지 가새골조의 응답이 모멘트골조에 비하여 더욱 증가하였다.

초기 잔류변형이 증가하면 좌굴방지 가새골조는 모든 층에 걸쳐서 상대적으로 일정한 비율로 최대층간변위와 잔류층간변위가 증가하였다. 그러나 모멘트골조는 하부층에서 변위응답이 크게 증가하고 상부층으로 갈수록 작아지는 분포를 나타내었다. 초기 잔류변형은 지진이 발생하는 동안의 최대 층간변위보다 잔류층간변위의 증가에 큰 영향을 주었

다. 따라서 구조물의 중요도와 사용목적에 따라 내진설계시 지진이 발생하는 동안 구조물의 최대 응답뿐만 아니라 발생 이후 구조물의 보수·보강 및 사용성까지 고려하기 위해서는 구조물의 잔류변형에 대한 고려가 필요하다. 본 연구에서는 제한된 예제 구조물과 지반조건에 대한 해석을 수행하였지만 다른 형태와 구조시스템을 가진 예제 구조물에 대하여 다양한 지반조건에 대한 추가적인 연구가 필요하다.

감사의 글

이 논문은 교육과학기술부의 재원으로 한국과학재단의 지원을 받아 수행된 연구임(No. R0A-2006-000-10234-0).

참고 문헌

1. SEAOC, *Performance based seismic engineering of buildings*, SEAOC Vision 2000 Committee, Structural Engineers Association of California, California, 1995.
2. FEMA, *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, Report FEMA-356, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., 2000.
3. MacRae, G.A., and Kawashima, K., "Post-earthquake residual displacements of bilinear oscillators," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 26, No. 7, 1997, pp. 701-716.
4. Christopoulos, C., Pampanin, S., and Priestley, M.J.N., "Performance-based seismic response of frame structures including residual deformations. Part I: single-degree of freedom systems," *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 7, No. 1, 2003, pp. 97-118.
5. Ruiz-García, J. and Miranda, E., "Evaluation of residual

- drift demands in regular multi-storey frames for performance-based seismic assessment,” *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 35, No. 13, 2006, pp. 1609-1629.
6. Christopoulos, C., Filiatrault, A., Uang, C.M., and Folz, B., “Post-tensioned energy dissipating connections for moment resisting steel frames,” *Journal of Structural Engineering*, Vol. 128, No. 9, 2002, pp. 1111-1120.
 7. Garlock, M., Ricles, J., and Sause, R., “Experimental studies on full-scale post-tensioned steel moment connections,” *The 13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, Canada, Paper No. 2514, 2004.
 8. Christopoulos, C., Tremblay, R., and Kim H.J., “Development and validation of the new self-centering steel brace,” *The 5th International Conference on the Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas*, Yokohama, Japan, 2006, pp. 197-203.
 9. Zhu, S. and Zhang, Y., “Seismic behaviour of self-centering braced frame buildings with reusable hysteretic damping brace,” *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 36, No. 10, 2007, pp. 1329-1346.
 10. ASCE, *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*, ANSI/SEI7-05 Including Supplement No.1, American Society of Civil Engineers, 2006.
 11. AISC, *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*, ANSI/AISC 341s1-05 Including Supplement No.1, American Institute of Steel Construction, Inc., 2005.
 12. AISC, *Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings*, ANSI/AISC 360-05 Including Supplement No. 1, American Institute of Steel Construction, Inc., 2005.
 13. Tsai, K.C., Weng, Y.T., Lin, M.L., Chen, C.H., Lai, J.W., and Hsiao, P.C., “Pseudo dynamic tests of a full-scale CFT/BRB composite frame: displacement based seismic design and response evaluations,” *International Workshop on Steel and Concrete Composite Construction*, National Center for Research on Earthquake Engineering, National Taiwan University, Taipei, 2003, pp. 165-176.
 14. Tremblay, R., Poncet, L., Bolduc, P., Neville, R., and DeVall, R., “Testing and Design of Buckling Restrained Braces for Canadian Application,” *Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering*, Canadian Association for Earthquake Engineering, Vancouver, Canada, Paper No. 2893, 2004.
 15. Carr, A.J., “Ruaumoko Program for Inelastic Dynamic Analysis-User Manual,” Department of Civil Engineering, University of Canterbury, New Zealand, 2005.
 16. Valles, R.E., Reinhorn, A.M., Kunnath, S.K., Li, C., and Madan, A., *IDARC 2D version 4.0: A computer program for the inelastic damage analysis of buildings*, Technical Report NCEER-96-0010, National Center for Earthquake Engineering Research, State university of New York, Buffalo, 1996.
 17. Black, C., Makris, N., and Aiken, I., *Component testing, stability analysis and characterization of buckling restrained braces*, PEER Report 2002/08, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 2002.
 18. Somerville, P., Smith, H., Puriyamurthala, S., and Sun, J., *Development of Ground Motion Time Histories for Phase 2 of the FEMA/SAC Steel Project*, SAC Joint Venture, SAC/BD 97/04, 1997.