

반응수정계수와 주기의 영향에 대한 철골모멘트저항골조 건물의 내진성능평가

Seismic Evaluation of Steel Moment Frame Buildings based on Different Response Modification Factors and Fundamental Periods

신지욱¹⁾ · 이기학²⁾ · 이도형³⁾

Shin, Ji-Wook · Lee, Ki-Hak · Lee, Do-Hyung

국문 요약 >> 본 연구는 높은 지진의 위험이 내재된 지역에 위치한 3층, 9층 그리고 20층 철골 모멘트저항골조에 대한 반응수정계수와 주기의 영향을 평가하기 위한 것이다. 각 구조물들은 IBC 2000과 KBC 2005에서 제시하고 있는 8의 반응수정계수로 설계되었고 건물에 기대되는 최소의 성능과 최대의 성능을 평가하기 위해서 상한범위와 하한범위의 설계가 고려되었다. 또한 반응수정계수에 대한 영향을 조사하기 위하여 4개의 다른 반응수정계수들이(9, 10, 11, 12) 각 구조물에 대하여 적용되었고 각 구조물의 고유주기 값 외의 4개의 다른 주기를 추가로 적용하여 구조물의 동적거동시 주기에 대한 영향을 조사하였다. 총 150개의 해석모델들은 50년 동안 2%의 초과확률(재현 주기 2500년)을 가진 20개의 지반운동에 대하여 평가되었다. 구조물의 성능평가를 위하여 정적 Pushover와 비선형 시간이력해석이 수행되었으며 구조물의 연성능력을 평가하기 위해서 변위연성요구가 고려되었다. 3층과 9층 구조물은 변위연성요구 값이 비교적 안정적인 거동을 보인 반면 20층 구조물은 동적 불안정성을 야기하는 요소에 의해 민감하게 나타나는 것으로 조사되었다.

주요어 반응수정계수, Pushover 해석, 비선형 시간이력해석, 변위연성요구, 성능기반설계

ABSTRACT >> This study was performed to evaluate the effect of Response modification factors (R-factor) in 3-, 9- and 20-story steel Moment Resisting Frame (MRF) buildings. Each structure was designed using a R-factor of 8, as tabulated in the 2000 International Building Code provision (IBC 2000) and Korea Building Code (KBC) 2008. In order to evaluate the maximum and minimum performance expected for such structures, an upper bound and lower bound design were adopted for each model. Next, each analytical model was designed using different R-factors (8, 9, 10, 11, 12) and four different structural periods with the original fundamental period. For a detailed case study, a total of 150 analytical models were subjected to 20 ground motions representing a hazard level with a 2% probability of being exceeded in 50 years. In order to evaluate the performance of the structures, static push-over and non-linear time history analysis (NTHA) were performed, and displacement ductility demand was investigated to consider the ductility capacity of the structures. The results show that the dynamic behaviors for the 3- and 9-story buildings are relatively stable and conservative, while the 20-story buildings show a large displacement ductility demand due to dynamic instability factors. (e.g. P-delta effect and high mode effect)

Key words response modification factor, static pushover analysis, non-linear Time history analysis, displacement ductility demand, performance-based design

1. 서론

내진 설계의 기준은 높은 지진의 위험이 있는 지역에서

인명 보호의 성능을 보장하기 위한 목적으로 발달되어 왔다. 현재의 내진 설계에서는 구조물이 지진 하중에 대해 저항할 때 일부 중요한 응력을 받는 부재에 대해서 비탄성 변형이 발생되도록 한다. 이는 예상되는 지진 위험에 대해 지진 발생시 탄성적으로 반응하도록 설계하는 것은 실용적이거나 경제적이지 못하기 때문이다. 현재 기준에서 많은 유형의 내진 저항 시스템들에 대하여 연성 거동을 요구하고 이를 기반으로 구조물이 비탄성 변형을 겪는 것으로 가정하고 있다. 탄성 상태에 대하여 요구되는 강도 성능을 낮추고 항

¹⁾ 정회원·세종대학교 건축공학과, 석사과정
(대표저자: bbyong0225@hanmail.net)

²⁾ 정회원·세종대학교 건축공학과, 부교수

³⁾ 정회원·배재대학교 건설환경철도공학과, 부교수
(교신저자: dohlee@pcu.ac.kr)

본 논문에 대한 토의를 2008년 12월 31일까지 학회로 보내 주시면 그 결과를 게재하겠습니다.

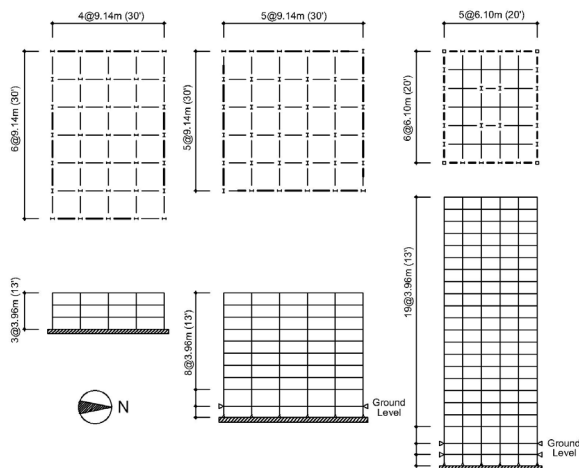
(논문접수일 : 2008. 8. 20 / 수정일 1차 : 2008. 9. 15, 2차 : 9. 19 / 게재확정일 : 2008. 9. 19)

복 발생 후 비탄성 변형에 대한 요구를 증가시키기 위하여 반응수정계수를 적용하고 있다. 내진 설계 기준에서 나타나는 반응수정계수는 이론적으로 에너지 흡수 능력과 연성 능력 그리고 다른 기타 요소들을 대표할 수 있도록 도입되어 사용되었으나 현재 내진설계 기준의 표에서 구조시스템의 특성에 따라 명시되어 있는 반응수정계수는 경험적 지식으로 결정된 것으로 많은 연구자들이 신뢰성과 타당성이 떨어지는 것으로 지적해왔다.⁽¹⁻⁴⁾

본 연구의 목적은 높은 지진발생의 위험도가 내재된 지역에 위치한 철골 모멘트저항골조에 대한 반응수정계수의 영향을 평가하는 것이다. 현재 기준에서 제안하고 있는 반응수정계수 8의 값에 추가적으로 9, 10, 11, 12에 따라 설계되었으며 또한 강성을 다르게 적용하여 각각의 건물 해석모델에 대해 5개의 다른 주기를 고려하였다. 이 결과를 통해 현재 반응수정계수 8로 설계된 기존 구조물과의 동적 거동 특성을 비교, 평가하고 더불어 건물의 강성 변화에 따른 변위 연성요구 비를 산정, 비교하였다. 이는 철골 모멘트골조건물의 반응수정계수에 대한 연성능력 평가와 더불어 반응수정계수의 개선안을 제시하는데 참고자료로 활용하기 위함이다.

2. 건물 모델의 설계

그림 1은 3층, 9층, 그리고 20층 모멘트저항골조 건물들에 대한 평면과 입면을 보여주고 있다. 이러한 철골 모멘트골조건물에 대해서 5개의 각각 다른 반응수정계수들(8, 9, 10, 11, 12)과 두개의 다른 범위들, 상한 설계와 하한 설계의 개념을 이용하여 설계되었으며 주기의 변화를 고려하기 위하여 구조물의 고유주기 이외에 4개의 다른 주기를 적용하였다. 현재 내진기준에서 예상되는 탄성 설계 반응스펙트



〈그림 1〉 3층, 9층, 20층 건물의 평면도와 입면도

럼에 대해 비탄성 설계를 적용하기 위해 반응수정계수 8의 값이 철골 특수모멘트골조 빌딩에 적용하고 있다. 반응수정계수를 증가시키는 것은 취성적 파괴 또는 시스템의 불안정 없이 큰 비탄성 변형들을 견딜 수 있도록 현재 기준의 허용보다 더 큰 연성능력을 갖고 있는 구조물로 설계하기 위한 것이다. 기준에 명시된 값보다 더 큰 반응수정계수 값의 적용은 기준보다 더 작은 설계밀면전단력을 건물 시스템의 설계에 적용하게 된다. 따라서 큰 반응수정계수에 의해 설계되어진 구조물은 횡력에 대해 기준에 따른 설계, 즉 반응수정계수 8을 통해 설계된 건물보다 더 작은 강성을 갖게 되고 결과적으로 보다 유연한 거동 특성을 가지게 된다.

또한 본 연구의 건물 설계에서는 아래 식 (1)과 같이 KBC 2005⁽⁵⁾와 IBC2000⁽⁶⁾기준에서 정의하는 설계 반응 스펙트럼에 대한 최소값을 고려하지 않았다.

$$C_s = 0.044 S_{DS} I_E \quad (1)$$

여기서 C_s 는 감소된 설계 반응스펙트럼, I_E 는 지진 중요도 계수, 그리고 S_{DS} 는 단 주기에서의 탄성 설계 반응스펙트럼이다. 식 (1)은 내진 설계에서 변위에 민감하게 반응하는 고층 건물(긴 주기를 갖는 건물)에 대하여 설계 반응스펙트럼에서 건물의 안정성 확보를 위해 설계밀면전단력의 최소값으로 제한하게 된다. 기준에서 정하는 최소의 탄성 설계 반응스펙트럼의 값은 P-delta 효과가 상대적으로 건물의 안정성에 크게 영향을 미치는 높은 층고의 건물들에 대해 여분의 안정성을 제공해왔으나 보수적인 설계에 대한 이유로 KBC2008과 ASCE 7-05 개정판에서 삭제되었다.

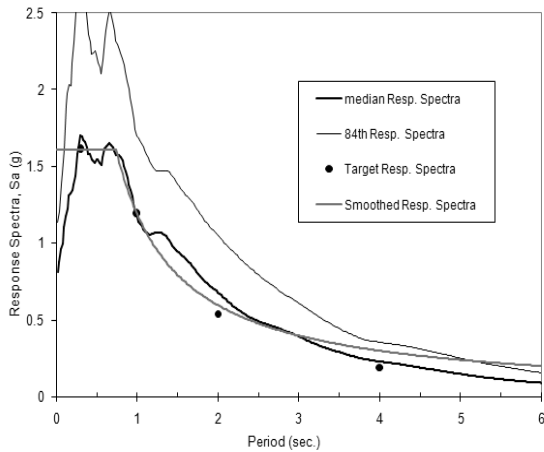
따라서, 본 연구에서 건물에 대한 최종 설계는 반응수정계수들의 값을 8에서 12까지 변화하였고 C_s 에 대한 최소값의 제한을 고려하지 않았다. 본 연구에서 고려하는 건물들의 최대와 최소로 기대되는 성능을 결정하기 위하여 상한 범위(Upper Bound)와 하한 범위(Lower Bound)인 두개의 범위가 적용되었다. 상한범위 설계는 경험식을 사용하여 계산된 주기를 바탕으로 큰 설계밀면전단력에 따라 보수적인 설계로 나타나게 된다. 하한범위 설계는 변위 검토에 대하여 밀면 전단력을 계산하기 위한 컴퓨터 해석 등 보다 진보된 주기 산정법을 통하여 계산된 주기를 적용하여 설계밀면전단력이 계산되었다.

모든 해석 건물은 캘리포니아주의 LA 지역에 대하여 설계되었고 IBC2000 기준에서 정의한 지반등급 D인 단단한 토사지반으로 가정되었다. 건물 경계부의 골조 등이 횡력에 저항하는 특수모멘트골조로 설계되었고 이는 그림 1에 화살표로 나타나 있다. 본 연구에서 설계된 건물의 부재특성과

자세한 설계과정은 지면의 제약관계에 따라 다른 참고문헌에서 찾을 수 있다.⁽⁷⁾

미국 연방 재난국(FEMA)의 지진피해 저감 프로젝트의 일환으로 Somerville⁽⁸⁾에 의해 개발되어진 20개의 지반 가속도들은 본 연구의 건물 구조물에 지진하중에 대한 동적 특성을 조사하기 위해 사용되었다. 그림 2는 캘리포니아 주 LA지역에 대해 50년에 2%의 초과 확률(재현주기 약 2500년)을 갖는 20개의 지반 운동들에 대한 탄성 반응 스펙트럼의 평균값과 84번째 확률 값을 보여 준다. 각 각의 반응 스펙트럼에 대해서 5%의 주요 감쇠비를 적용하였다.

건물의 동적거동 평가시 구조물의 주기는 중요한 변수로서 영향을 미치게 된다. 현행 기준에서 제시되는 주기산정식은 경험에 따라 제안된 약산식이기 때문에 보수적인 값을



〈그림 2〉 LA지역의 2/50 위험수준의 20개의 지반운동의 반응스펙트럼

〈표 1〉 본 연구에서 고려된 구조물의 고유주기

story	Period	R=8		R=9		R=10		R=11		R=12	
		Upper	Low	Upper	Low	Upper	Low	Upper	Low	Upper	Low
3	T ¹	0.66	0.76	0.70	0.81	0.74	0.86	0.78	0.89	0.81	0.92
	T ²	0.76	0.86	0.80	0.91	0.84	0.96	0.88	0.99	0.91	1.02
	T³	0.86	0.96	0.90	1.01	0.94	1.06	0.98	1.09	1.01	1.12
	T ⁴	0.96	1.06	1.00	1.11	0.98	1.16	1.08	1.19	1.11	1.22
	T ⁵	1.06	1.16	1.10	1.21	1.01	1.26	1.18	1.29	1.21	1.32
9	T ¹	1.90	2.08	2.00	2.22	2.06	2.33	2.16	2.44	2.21	2.55
	T ²	2.10	2.28	2.20	2.42	2.26	2.53	2.36	2.64	2.41	2.75
	T³	2.30	2.48	2.40	2.62	2.46	2.73	2.56	2.84	2.61	2.95
	T ⁴	2.50	2.68	2.60	2.82	2.66	2.93	2.76	3.04	2.81	3.15
	T ⁵	2.70	2.88	2.80	3.02	2.86	3.13	2.96	3.24	3.01	3.35
20	T ¹	3.50	3.72	3.63	3.90	3.75	3.96	3.87	4.18	3.97	4.48
	T ²	3.70	3.92	3.83	4.10	3.95	4.16	4.07	4.38	4.17	4.68
	T³	3.90	4.12	4.03	4.30	4.15	4.36	4.27	4.58	4.37	4.88
	T ⁴	4.10	4.32	4.23	4.50	4.35	4.56	4.47	4.78	4.57	5.08
	T ⁵	4.30	4.52	4.43	4.70	4.55	4.76	4.67	4.98	4.77	5.28

갖는다. 이는 해석프로그램에서 주요 구조부재로만 구성된 해석모델은 실제 건물에 비해 유연화(Flexible)되어 산정된 주기 값이 실제의 것보다 긴 주기로 산정되는 경우가 많기 때문이다. 이러한 장주기는 설계지반 전단력의 감소를 가져올 수 있고 필요한 강성과 강도를 확보하지 못할 수 있다. 따라서 본 연구에서는 기준에 있는 주기산정식과 컴퓨터 해석 프로그램인 Drain-2DX를 통해 각각 건물의 기본 고유주기를 계산하였다. 그리고 보다 정확한 동적특성을 조사하기 위해서 구조물의 탄성계수(E)를 다르게 적용하여 각 해석 모델에 대해 4개의 주기를 추가로 고려하였다. 본 연구에 적용된 구조물의 주기는 표 1에 나타나 있으며 T3은 IBC 2000으로 설계된 기본 해석모델의 주기로 구별을 위해 진하게 표현하였다. 따라서 본 연구는 3층, 9층 그리고 20층 건물과 철골 모멘트골조건물에 대해서 5개의 다른 반응수정계수와 상한 범위의 설계와 하한 범위의 설계의 개념이 적용되어 설계되었고 각 해석 모델에 대하여 4개의 추가적인 주기를 고려하였다. 따라서 총 150개 (5x3x2x5)의 건물 골조모델이 본 연구에 고려되었다.

3. 건물 모델의 해석

각각의 다른 반응수정계수와 상한 및 하한 범위로 설계된 빌딩 구조물에 대해 정적해석과 동적해석을 위해 Drain-2DX 프로그램이 사용되었다.^{(9),(10)} 기존의 실험연구에서 패널존의 가력 실험에서 기둥의 웹에 항복이 발생한 후 기둥의 플랜지에서 항복후에 추가적인 강성과 강도를 제공하는 것으

로 조사되었기 때문에 두 개의 회전 스프링이 패널존 모델의 세단계(Trilinear)거동을 위해서 추가되었다. 전체 구조 부재에 사용된 철골조 강재는 345MPa의 항복 강도로 내진 설계에 사용되었다. 반면에, 철골모멘트저항골조의 Drain-2DX 해석모델에 대하여 396.4MPa의 값이 사용되었는데 이는 현장에서 조사된 많은 철골 부재의 실제 항복 강도를 조사하여 평균값을 사용하였다.⁽¹¹⁾

철골 모멘트골조에서 보-기둥 접합부들의 지진하중에 대한 거동 평가를 위해서 연성적 접합부의 특성을 지닌 RBS (Reduced Beam Section)접합부 모델이 적용되어 정적 및 동적해석에 사용되었다. RBS접합부는 접합부를 구성하는 보의 플랜지 부분을 반원형으로 잘라내어 그 부분의 면적을 감소시켜 의도적으로 그 부분을 약하게 만든 것이다. 이를 통해 비탄성 거동시 발생하는 소성힌지를 과도한 응력이 집중할 수 있는 보와 기둥 접합부로부터 떨어진 곳에 형성시키기 위한 것이다. 이러한 형태적 특성을 통해 RBS접합부는 연성거동을 갖게 되며 전체 변형이 증가함에 따라 국부적인 플랜지 좌굴이 발생하고 변형증가에 따라 점차적으로 강도 감소를 하는 특성을 갖는다.⁽¹²⁾

4. 정적해석

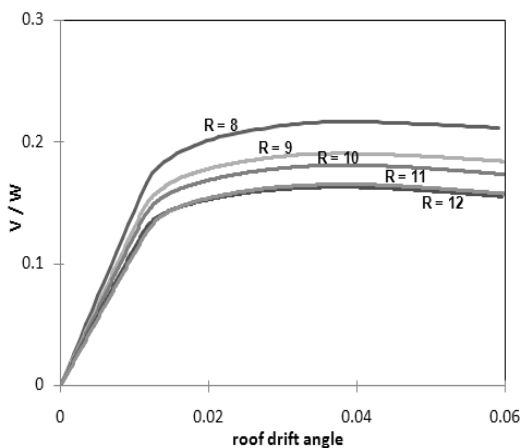
4.1 비선형 정적 Pushover 해석

설계된 해석 모델 건물의 횡력저항능력과 거동특성을 조사하기 위해 비선형 정적 Pushover해석이 수행되었다. 구조물의 높이에 따라 횡력의 수직 분배는 IBC2000기준에 따라 적용되었다. 그림 3 (a)와 (b)는 본 연구에서 고려된 철골조 건물의 Pushover 해석에 대한 힘과 변위에 대한 그래프이다. 힘과 변위의 관계는 최상층의 층 변위와 지진의 밀면 전

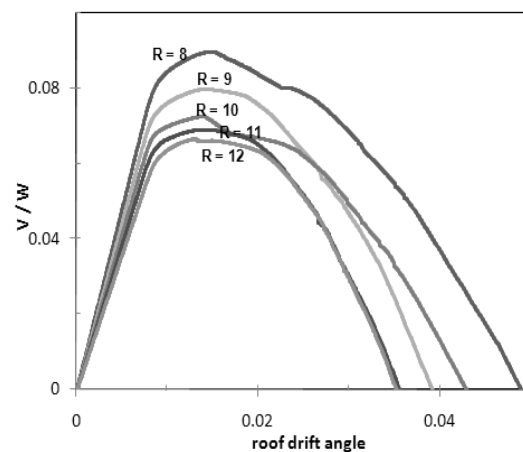
단력계수에 의해 산정되었다. 밀면전단력계수는 횡력을 구조물의 유효 질량으로 나누어 계산되었다. 최상층 층간 변위는 최상층의 변위를 구조물의 전체 높이로 나눈 것이다. 지면 관계상 3층의 해석결과는 여기에 나타나지 않았다. 그림 3 (a)는 상한 범위로 설계되고 반응수정계수 8부터 12까지 이용하여 설계한 9층 건물에 대한 Pushover 해석결과이다. 9층 구조물들의 반응은 변형을 경화와 모멘트 재분배에 따라 최상층 변위가 0.06까지 큰 변형에서도 안정적인 비탄성 거동을 보인다. 또한, 예상과 같이 반응수정계수가 8에서 12로 커지면서 각각 설계된 구조물의 강성과 강도가 감소하는 것을 보여준다. 이는 8의 반응수정계수로 설계된 9층 건물이 12의 반응수정계수가 적용된 건물과 비교하여 더 큰 설계밀면전단력을 통해 필요한 강성과 변위의 제한을 만족하기위해 더 큰 강도와 강성을 갖는 부재를 통해 설계되었기 때문이다.

그림 3 (b)는 상한 범위로 설계된 20층 철골 모멘트 저항골조의 횡력에 대한 능력을 보여주고 있다. 9층 건물과는 달리 20층 건물의 Pushover해석은 최상층의 층간 변위각 0.01에 도달 한 후에 P-delta효과에 의해 20층 구조물의 강성이 음의 값을 가지면서 최대 밀면전단력계수가 점차 감소하는 것을 보여주고 있다. 이는 구조물의 잠재적인 횡적 불안정성을 발생시키는 P-delta효과가 고층 빌딩에서 더 민감한 것을 보여준다. 20층 건물에 대하여 정적 Pushover해석은 건물의 붕괴가 지붕의 층간 변위각이 0.01일 때 발생하는 것을 보여주고 있다.

그림 4는 본 연구에서 적용된 20층 구조물의 항복변위를 반응수정계수에 대하여 도식화한 것이다. 가로축은 8에서부터 12까지의 반응수정계수이고 세로축은 20층 구조물의 항복변위를 나타낸 것이다. 상한범위와 하한범위에 대해 주기가 길어짐에 따라(T1~T5) 항복변위가 증가하는 것으로 평

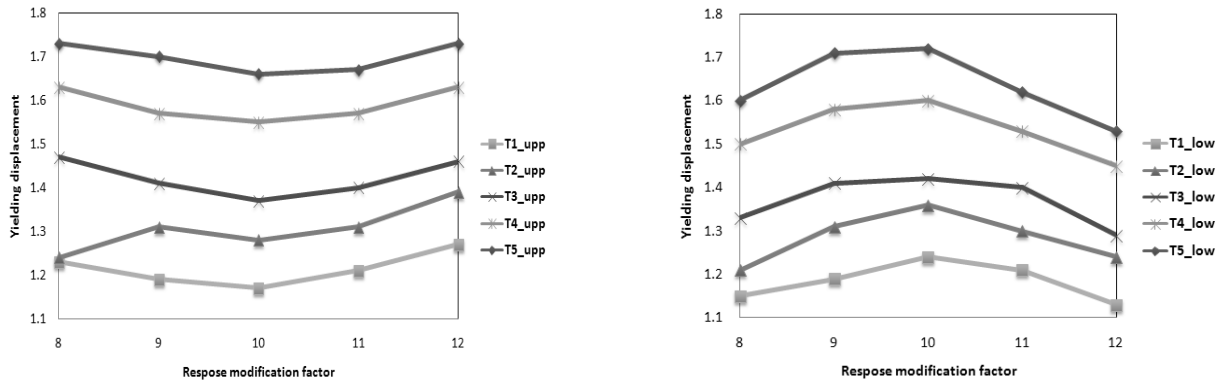


(a) 9층 구조물에 대한 Pushover



(b) 20층 구조물에 대한 Pushover

〈그림 3〉 9층과 20층 구조물에 대한 Pushover 해석결과



(a) 상한범위의 20층 구조물 항복변위

(b) 하한범위의 20층 구조물 항복변위

〈그림 4〉 본 연구에 적용된 20층 건물모델에 대한 항복변위

가되었다. 그림 4-(a)에서 보이는 것과 같이 상한범위에 대해서 10의 반응수정계수가 적용되었을 때 대부분 최소의 항복변위를 갖는 것으로 조사되었고 하한범위에서 반응수정계수 10으로 설계된 구조물들은 최대의 항복변위를 보였다. 그러나 12 또는 8의 반응수정계수로 설계된 모델들은 항복변위가 최소값을 갖는 것으로 조사되었다.

5. 동적해석

5.1 변위 능력

지진하중에 대한 건물해석모델의 지진 변위능력(Seismic Drift Capacity)은 건물의 전체 안정성을 결정하기 위해서 동적증분해석(Incremental Dynamic Analysis, IDA)를 적용하여 해석하였다. 동적증분해석에 대한 비선형시간이력해석은 특정한 지반 운동을 건물 구조물에 적용시켜 수행되었다. 최대 층간 변위 값이 비선형시간이력 해석으로부터 구해지면 지반 운동의 강도를 일정하게 증가시켜 구조물의 불안정성이 발생될 때까지 다시 해석을 수행하였다. 동적증분해석에 대한 자세한 설명은 다른 문헌에서 구할 수 있다.⁽¹³⁾

표 2는 20층 건물 모델에 대해 50년에 2% 수준의 위험성을 갖는(재현주기 2500년) 20개의 지반운동에 의한 변위 요구와 함께 동적증분해석에 따라 결정된 지진 변위능력을 보여주고 있다. 변위요구에 대한 결과들은 다음 절에서 설명하고 있다. 표 2는 해석 모델의 설계에서 각각의 다른 반응수정계수들과 상한 또는 하한범위 설계에 기초하여 정리하였다. 하한범위 설계에 대하여 8의 반응수정계수가 적용된 20층 건물은 7.7%의 평균값을 보였고 같은 구조물에 대하여 12의 반응수정계수가 적용된 경우에 대해서는 5.6%의 평균값의 변위능력을 갖는 것으로 조사되었다. 같은 20층 건물의 상한범위 설계에 대하여 8과 12의 반응수정계수로

설계된 20층 구조물은 7.7%와 6.9%의 값이 계산되었다. C_s 의 최소값과 반응수정계수 8로 설계된 대표적인 20층 건물의 결과를 비교를 위해 같은 표의 우측에 표시되었다. C_s 의 최소값이 적용된 20층 구조물의 경우 8.3%의 변위요구와 2.4% 변위능력으로써 계산되었다. 동적거동에 대하여 C_s 의 최소값을 고려한 구조물의 경우 C_s 의 최소값을 적용하지 않은 구조물에 비해 민감하지 않게 반응하였고 이는 표 2를 통해서 변위능력의 증가와 변위요구의 감소를 통해 조사되었다.

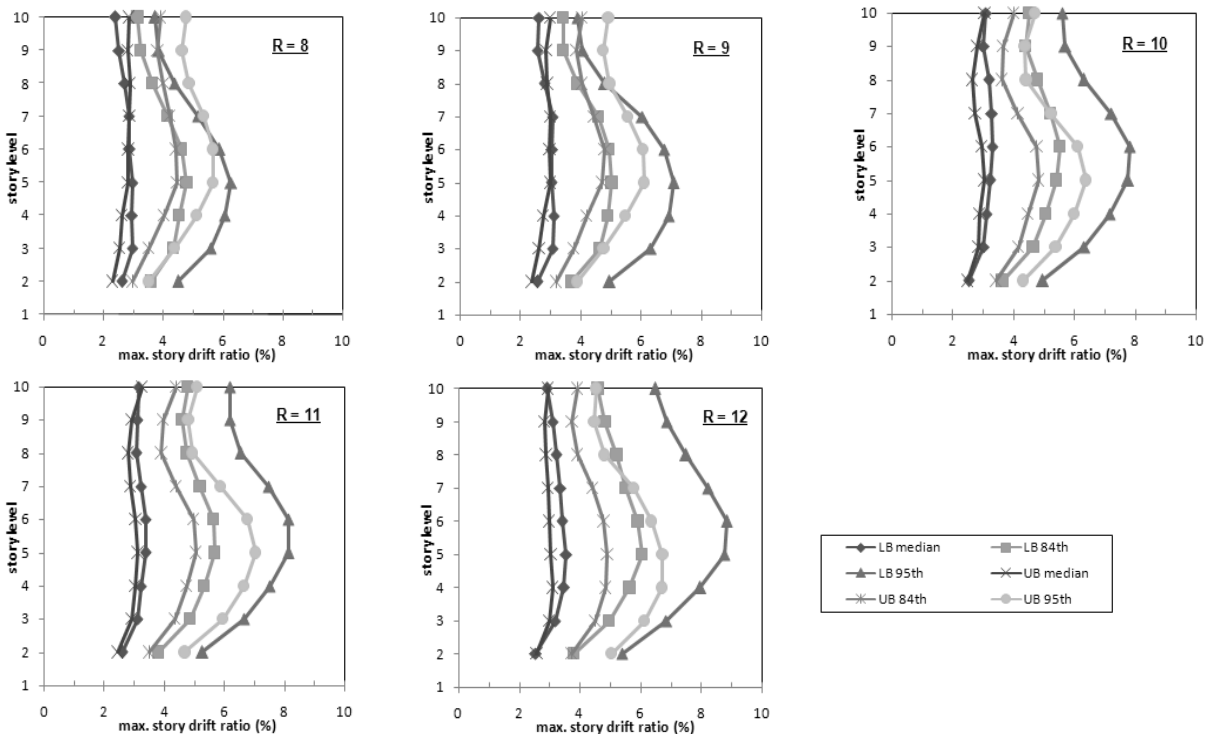
5.2 변위 요구

지면 제약의 관계로 주기에 대하여 T3으로 설계되어진 (표 1 참조) 9층 및 20층 건물의 변위요구만 표시하였다. 자세한 내용은 다음의 참고문헌에서 찾을 수 있다.⁽¹⁴⁾ 3층 구조물의 경우 비교적 안정적인 거동을 보인 것으로 조사되었다. 그림 5는 T3의 주기로 설계된 9층 건물에 대한 최대 층간 변위요구를 보여준다. 상한범위 설계는 하한범위 설계와 비교하였을 때 3층 구조물과 마찬가지로 더 작은 변위요구로 계산되었다. 하한범위 설계가 적용되고 8의 반응수정계수를 갖는 건물에 대하여 최대 층간 변위비는 평균값과 84번째 확률값과 95번째 확률값에 대해 각각 2.98%, 4.79% 그리고 6.28%로 계산되었다. 12의 반응수정계수와 하한범위로 설계된 건물에 대해서는 3.55%, 6.04% 및 8.83%의 층간 변위비를 보여 주었다. 3층과 9층 구조물과 같은 중, 저층 구조물은 주기가 길어짐에 따라 변위요구 값이 증가하는 것으로 조사되었다. T3의 주기로 설계된 20층 건물에 대한 동적 해석의 결과는 그림 6에 나타나있다. 예상대로 반응수정계수가 증가함에 따라 변위 요구가 증가하는 것을 알 수 있다. 몇몇 20층 건물은 한 개 혹은 두 개의 지반운동에 대하여 매우 큰 변위요구 값이 조사되었다. 이는 3층과 9층

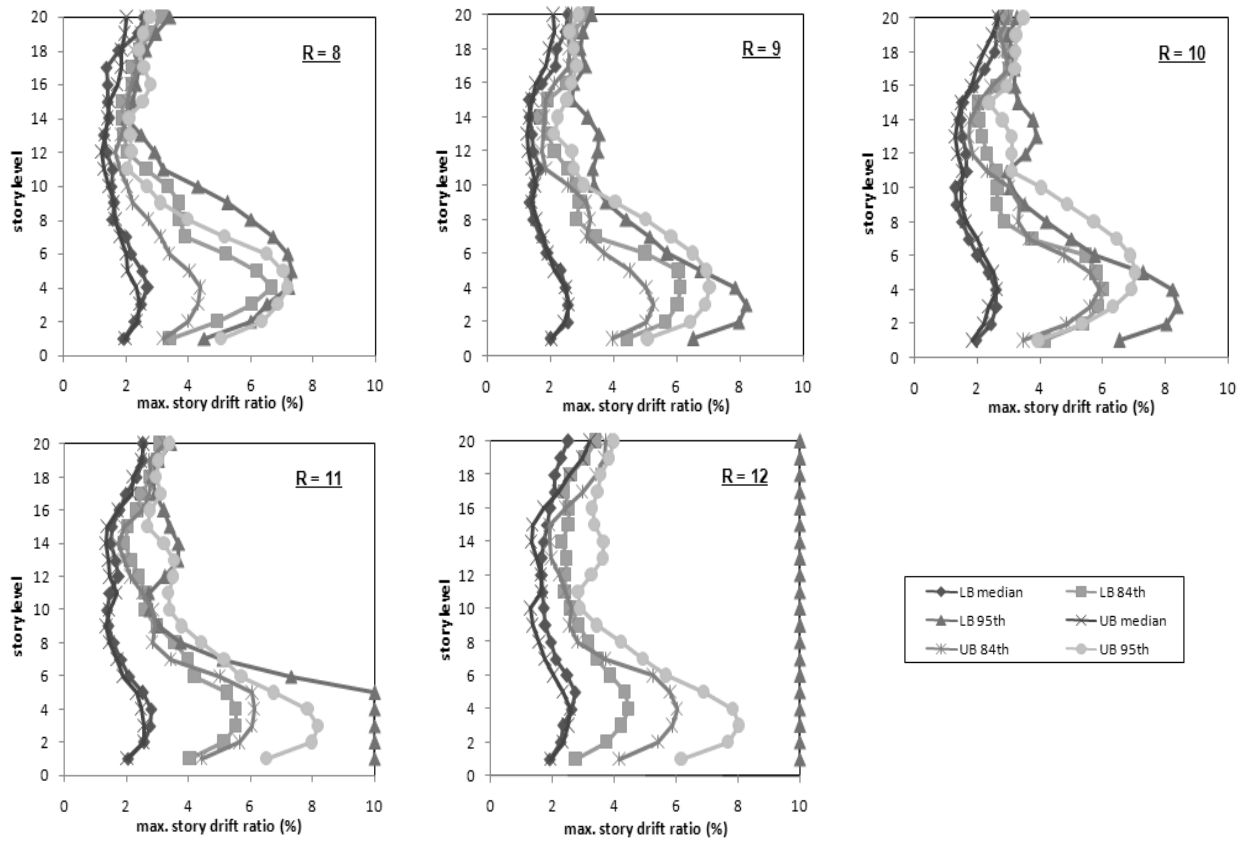
〈표 2〉 20층 건물에 대한 지진 변위요구와 변위능력

	하한범위 설계										상한범위 설계										표준빌딩 ⁵	
	R=8		R=9		R=10		R=11		R=12		R=8		R=9		R=10		R=11		R=12			
	Dm. ¹	Cp. ²	Dm. ¹	Cp. ²	Dm. ¹	Cp. ²	Dm. ¹	Cp. ²	Dm. ¹	Cp. ²	Dm. ¹	Cp. ²	Dm. ¹	Cp. ²	Dm. ¹	Cp. ²	Dm. ¹	Cp. ²	Dm. ¹	Cp. ²	Dm. ¹	Cp. ²
1	3.4	7.2	3.3	9.5	3.2	6.4	3.4	10.0	3.4	7.8	2.7	7.7	3.0	7.7	2.9	5.7	3.3	9.5	4.0	6.9	2.3	10.0
2	3.4	7.2	2.9	7.7	3.3	7.5	3.0	6.1	3.0	4.3	3.0	9.2	2.8	9.4	3.0	6.4	2.9	7.7	3.2	7.0	2.5	10.0
3	1.7	8.0	1.5	8.1	1.8	7.2	1.7	6.7	1.5	8.2	1.6	8.9	1.6	8.7	1.6	7.5	1.5	8.1	2.0	8.8	1.5	8.5
4	3.7	5.7	3.6	7.1	3.9	9.2	3.7	4.5	3.6	4.2	3.2	9.8	3.2	7.4	3.4	5.8	3.6	7.1	4.0	8.1	3.2	10.0
5	2.9	10.0	2.3	6.6	2.0	6.5	2.5	8.0	2.2	6.2	2.0	9.8	2.2	8.7	2.4	9.7	2.3	6.6	2.5	10.0	2.0	10.0
6	3.0	8.5	2.9	8.6	2.7	9.6	2.9	5.8	2.8	8.1	2.6	9.7	2.7	6.5	2.7	8.4	2.9	8.6	3.3	10.0	2.7	10.0
7	2.5	9.6	2.9	8.6	2.7	9.0	2.4	7.0	2.3	6.2	1.9	6.9	2.1	8.2	2.7	8.6	2.9	8.6	2.9	9.3	1.8	7.8
8	3.1	6.7	2.9	7.3	2.8	7.2	2.8	5.8	2.8	6.3	2.9	9.7	3.1	8.7	3.0	6.3	2.9	7.3	2.7	7.1	2.1	10.0
9	2.1	9.7	2.0	7.9	2.3	7.6	2.4	6.5	2.1	4.0	1.8	8.3	1.9	8.4	1.7	5.5	2.0	7.9	2.6	7.3	1.6	9.3
10	붕괴	8.9	붕괴	4.6	붕괴	5.1	13.3	8.8	12.6	6.8	13.8	6.2	붕괴	3.3	붕괴	9.1	붕괴	4.6	붕괴	4.6	2.7	3.5
11	3.2	6.5	2.7	9.1	2.8	10.0	3.0	7.5	3.0	6.0	3.0	5.9	2.9	9.0	2.8	4.9	2.7	9.1	3.7	9.0	1.9	6.8
12	2.9	9.3	3.3	4.4	2.8	4.7	3.1	7.2	3.4	5.3	2.3	10.0	2.7	8.3	3.1	9.9	3.3	4.4	3.1	4.6	2.1	10.0
13	3.9	7.9	3.6	4.0	3.7	4.9	3.4	5.6	2.8	7.3	3.2	9.1	3.6	6.5	3.8	6.8	3.6	4.0	3.7	5.0	2.3	9.6
14	3.9	7.5	3.7	3.0	3.7	4.1	3.4	2.8	3.2	3.2	3.1	3.6	3.5	5.1	3.8	4.4	3.7	3.0	3.7	3.5	2.2	9.0
15	7.3	8.3	6.1	6.3	6.0	4.6	4.8	4.0	3.6	2.9	7.0	3.4	7.0	10.0	7.1	5.0	6.1	6.3	6.0	5.4	6.2	6.1
16	7.3	7.0	6.6	5.2	6.5	6.0	5.5	4.6	3.9	7.1	7.2	8.2	7.0	5.8	7.0	6.4	6.6	5.2	6.4	9.9	5.8	7.1
17	4.2	7.2	4.6	4.6	4.7	4.7	6.8	5.4	붕괴	8.4	3.3	8.5	3.9	6.4	4.2	7.2	4.6	4.6	4.7	9.1	3.3	7.1
18	6.7	7.3	8.2	6.2	8.4	6.2	붕괴	7.5	붕괴	4.6	4.4	9.2	5.2	6.6	5.9	6.6	8.2	6.2	8.0	6.2	2.9	10.0
19	1.3	7.6	1.8	5.7	2.1	5.9	1.9	8.9	2.0	5.3	1.4	9.5	1.4	6.5	1.6	6.5	1.8	5.7	2.4	6.0	1.8	8.9
20	3.7	5.8	3.5	5.9	3.5	5.5	4.0	7.4	4.5	4.9	3.0	7.0	3.3	5.8	3.5	5.6	3.5	5.9	3.8	5.3	2.5	7.9
Xm ³	3.4	7.7	3.3	6.2	3.2	6.4	3.2	6.2	3.1	5.6	3.0	7.7	3.0	7.1	3.1	6.6	3.3	6.2	3.7	6.9	2.4	8.3
b ⁴	.57	.16	.56	.31	.54	.27	.42	.30	.38	.31	.45	.31	.50	.26	.64	.23	.56	.31	.45	.31	.37	.26

1: Demand; 변위요구; 2: Capacity; 변위능력; 3: 평균(median defined as the geometric mean-exponential of the average of the natural log values); 4: 표준편차(standard deviation of the natural logs of the data points); 5: Cs의 최소값과 R=8로 설계된 표준 20층 구조물



〈그림 5〉 50년 동안 2% 지진 위험도를 가진 지반운동에 대한 T30이 적용된 9층 구조물의 변위요구



〈그림 6〉 50년 동안 2% 지진 위험도를 가진 지반운동에 대한 T3이 적용된 20층 구조물의 변위요구

구조물에 비해 상대적으로 P-delta 효과가 중요해지는 20층 구조물에서 동적 불안정성을 야기했기 때문이다. 모든 20층 건물은 평균값에 대하여 2.46%에서 3.23%범위의 최대 층간 변위요구를 보여주었다.

또한 20층 건물에서 P-delta 효과의 영향력이 크게 작용하는 낮은 층에서 변위요구량이 크게 집중되는 공통적인 형태를 보여주었다. 대부분의 20층 건물은 84번째와 95번째 확률 값에 대하여 큰 변위 요구량을 보여준다. 반응수정계수 9가 적용되고 하한범위로 설계된 구조물과 반응수정계수 11이 적용되고 상한범위로 설계된 구조물들은 84번째 확률 값에 대해 최대 층간 변위 요구가 동적증분해석을 통해 계산된 변위능력 6.20%의 값을 초과하였다. 20층 구조물과 같은 고층구조물은 동적거동시 불안정성요소들을 내재하고 있기 때문에 안정적인 거동을 보이지 않았다.

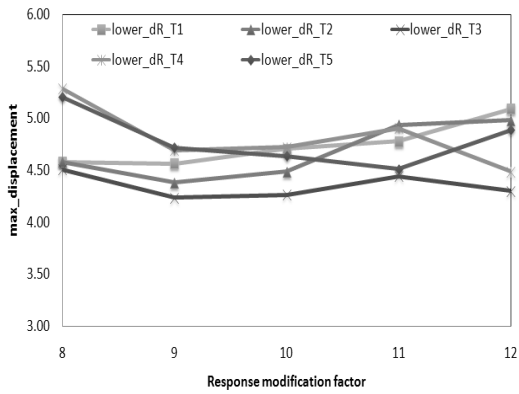
5.3 변위연성요구

지진하중을 받는 구조물에 대해 비탄성 변형을 고려하여 설계를 하기위해서 반응수정계수가 적용된다. 반응수정계수는 크게 연성계수와 초과강도계수 등으로 산정되는데 연성계수는 반응수정계수의 핵심요소로서 고려된다. 연성이란 골조 구조물이 수평력에 저항하면서 탄성한계를 초과하는 비탄성

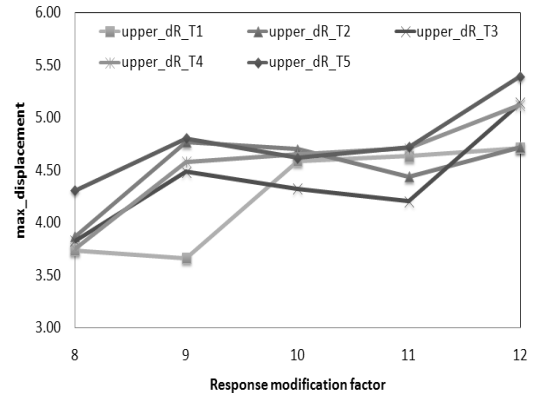
변형으로써 에너지를 흡수할 수 있는 능력으로 정의된다. 연성계수를 산정하기 위해서 변위연성비와 연성계수 사이의 관계를 도출하는 과정이 요구되며 이때의 변위연성요구는 주기가 다른 구조물에 대한 층, 부재별 그리고 구조시스템에 따른 연성능력을 평가 할 수 있는 하나의 척도로서 고려되어진다.^{(15),(16)} 본 연구에서 변위연성요구를 계산하기 위해 아래의 식이 이용되었다.

$$\mu = \frac{\Delta(t)_{\max}}{\Delta_y} \tag{2}$$

식 (2)는 변위연성요구를 산정하기 위한 것으로 $\Delta(t)_{\max}$ 는 비선형 시간이력해석을 통해 계산된 최대 층간변위이고 Δ_y 는 정적 pushover해석을 통해 얻어진 항복변위이다. 그림 7은 본 연구에서 고려된 20층 구조물들을 반응수정계수에 대한 변위요구의 최대값을 조사한 것이다. 이는 불안정한 연성능력을 보인 20층 구조물에 대해 추가로 조사하기 위함이다. 그림 8은 3층, 9층 그리고 20층 구조물에 대한 변위연성요구를 나타낸다. 일반적으로 기존 연구를 통해서 조사된 것과 같이 반응수정계수가 커질수록 변위연성요구 값이 커지고 주기가 길어질수록 변위연성요구 값이 작아지는 것을 볼 수 있다. 그 이유는 짧은 주기의 구조물의 경우 강성이

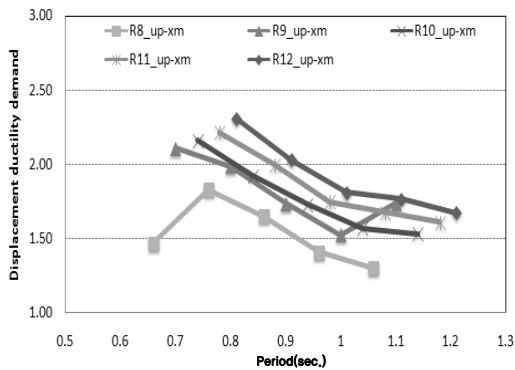


(a) 상한범위의 20층 구조물의 최대변위요구

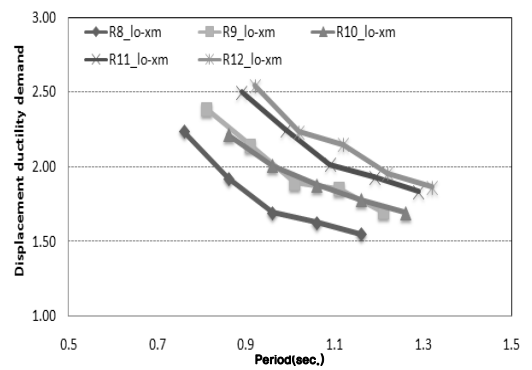


(b) 하한범위의 20층 구조물의 최대변위요구

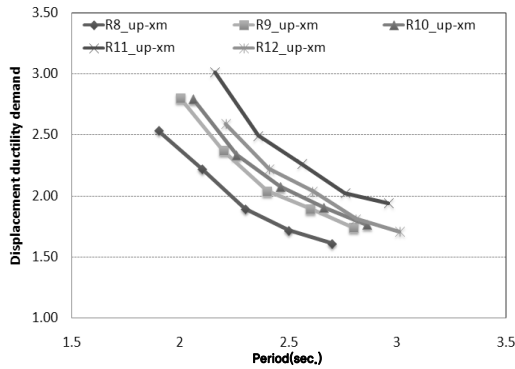
〈그림 7〉 반응수정계수에 따른 20층 구조물의 최대 변위요구



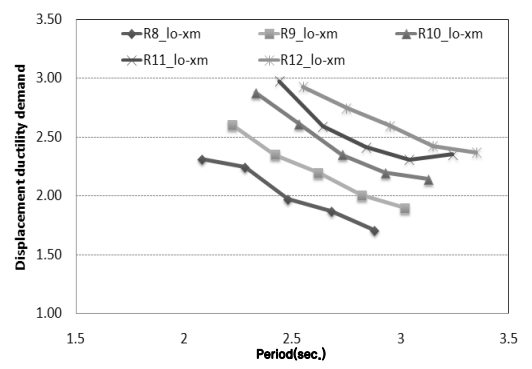
(a) 상한범위의 3층 구조물의 변위연성요구



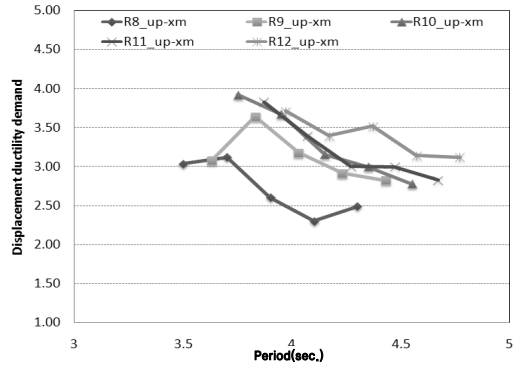
(b) 하한범위의 3층 구조물의 변위연성요구



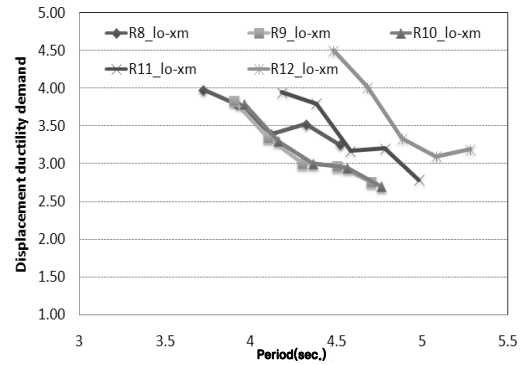
(c) 상한범위의 9층 구조물의 변위연성요구



(d) 하한범위의 9층 구조물의 변위연성요구



(e) 상한범위의 20층 구조물의 변위연성요구



(f) 하한범위의 20층 구조물의 변위연성요구

〈그림 8〉 본 연구에 적용된 구조물의 변위연성요구

크기 때문에 지진의 입력에너지는 높은 진동수의 구조적 거동에서는 효과적으로 소산 될 수 없기 때문이다. 3층과 9층

구조물들은 비교적 안정적인 거동을 하는 것으로 조사되었지만 20층 구조물의 변위연성요구는 매우 불안정한 연성능

력을 보였다.

변위연성요구의 경우 동적거동에 대한 변위요구와 항복 변위에 의해서 결정되어지지만 고층구조물의 경우 불안정한 요소들의 영향을 크게 받기 때문에 동적해석결과에 따라 연성능력이 평가되어진다. 그림 7에서 나타났듯이 일반적으로 구조물의 연성능력은 반응수정계수가 커지면 변위연성요구의 값이 증가하고 주기가 길어지면 효율적인 에너지소산을 발휘하기 때문에 변위연성요구는 감소되어진다.

하지만 P-delta 효과와 고차모드의 영향을 많이 받는 20층 구조물 즉, 고층 구조물의 경우 변위연성요구 값에 많은 변화가 내재되어 있었다. 그림 8은 붕괴를 야기하는 요소들이(P-delta, 고차모드영향 등) 반응수정계수와 주기의 영향보다 더 크게 작용된 것으로 조사되었다. 예를 들어 상한범위에서 반응수정계수 10으로 설계된 20층 구조물은 본 연구에서 고려된 5개의 주기에 대하여 모두 큰 변위요구 값을 보였기 때문에 10의 반응수정계수에 대한 변위연성요구 값 반응수정계수 11의 변위연성요구 보다 큰 값을 갖는 것으로 조사되었다. 또한, 하한 범위에서 반응수정계수 8로 설계된 변위연성요구 값이 9와 10의 반응수정계수가 적용된 20층 구조물에 비해 큰 값으로 조사되었다.

6. 결론

본 연구에서는 3층, 9층 그리고 20층 구조물에 대하여 현재 강진지역에서 널리 적용되는 반응수정계수 8과 다른 반응수정계수⁽⁹⁻¹²⁾에 대해 고려하여 기존 구조물과의 성능을 비교, 분석하였고 또한 각 해석모델의 고유주기 값 이외에 4개의 주기를 추가로 고려하여 변위연성요구를 산정하여 구조물의 동적거동 특성을 파악하였다. 본 연구의 결과는 아래와 같이 요약할 수 있다.

각각 다른 반응수정계수를 8에서 12까지 다르게 적용된 3층, 9층 그리고 20층 구조물에 동적중분해석(IDA)이 수행되었다. 지반 운동의 강도가 증가하여도 3층과 9층 구조물은 안정적인 거동을 보였으며 3층과 9층 구조물에 대해 10%의 변위능력이 계산되었다. 그러나 20층 구조물 중 C_s 의 최소값이 적용되지 않은 경우 변위능력의 10%보다 훨씬 낮게 계산되었다. 20층 구조물의 강한 지반운동의 적용으로 인해 동적거동이 불안정성을 야기되어 층 변위의 증가와 낮은 변위능력으로 계산되었다. 내진설계 기준이 허용하는 최소의 강성과 강도를 갖는 하한범위 설계에서 20층 구조물은 7.7%와 5.6%의 평균 횡 변위능력을 보여주었다.

비선형 동적해석인 시간이력해석을 통해 얻어진 지진의 변위요구는 3층 및 9층 구조물이 기존의 반응수정계수 8보

다 크게 설계되었지만 안정적인 반응을 보였다. 이는 구조물에 적용되는 강성이 작아짐에도 횡력에 대하여 안정적인 거동을 보여주는 것을 의미한다. 일반적으로 반응수정계수 값이 커질수록 적용된 지반 운동에 대해 변위요구 값이 증가하는 것을 보여주었다.

20층 구조물의 경우 P-delta효과로 아래층 부분에서 층 변위요구가 집중되고 이에 변위요구가 증가하게 되었다. 본 연구에서 IBC2000과 KBC2005에서 명시된 C_s 의 최소값이 적용된 구조물은 강한 지반운동과 P-delta효과로 불안정한 동적거동이 증가하기 쉬운 고층구조물에 대해 적절한 구조적 안정성을 보여주었다.

3층 구조물의 경우는 안정적인 거동을 보였으며 에너지소산능력이 효과적으로 발휘되어 변위연성요구 값이 작아지는 것으로 조사되었다. 또한 반응수정계수의 값이 커지면서 변위연성요구 값이 증가하는 것을 볼 수 있다. 고층 구조물의 경우 P-delta 효과의 증가로 인해 불안정한 동적거동을 하는 것으로 조사되었다. 특히 20층 구조물의 경우는 저층부에서 P-delta 효과로 인해 건물의 붕괴가 조사됨에 따라 불안정한 변위연성요구 값을 갖는 것으로 조사되었다. 고층 구조물은 반응수정계수와 에너지소산능력에 따른 영향보다는 구조물의 붕괴를 야기하는 P-delta 효과와 고차모드의 영향 등이 구조물의 변위연성요구에 더 크게 작용하는 것으로 조사되었다.

감사의 글

이 논문은 국토해양부 첨단도시개발사업의 연구비 지원(과제번호#06 건설핵심 B03)과 2007년 서울시 산학연 협력사업(GR070033)의 지원을 받아 수행된 연구이며 이에 감사를 드립니다.

참고 문헌

1. ATC, *Tentative recommendations for the development of seismic regulations for buildings*, ATC 3-06 Report, Applied Technology Council, Redwood City, CA, 1978.
2. Miranda, E. and Bertero, V. V., "Evaluation of strength reduction factors for earthquake-resistant design." *Earthquake Spectra*, EERI, Vol. 10, No. 2, 1994, pp. 357-379.
3. Newmark, N. M. and Hall, W. J., *Earthquake Spectra and Design*, EERI Monograph Series, EERI, Oakland, CA, 1982.
4. ATC, *A critical review of current approaches to earthquake-resistant design*, ATC-34, Applied Technology Council, Redwood City, CA, 1995.

5. Korean Building Code (Structural), 대한건축학회, 2005.
6. International Building Code (2000), International Code Council, Falls Church, VA, 2000.
7. Lee, K. and Foutch, D. A., "Performance evaluation of new steel frame buildings for seismic load," *Earthquake Eng. Struct. Dyn.*, Vol. 31, No. 3, 2002, pp. 653-670.
8. Somerville, P., Smith, N., Puntamurthula, S., and Sun, J., *Development of ground motion time histories for phase 2 of the FEMA/SAC steel project*, SAC Background Document SAC/BD-97/04, SAC Joint Venture, Richmond, CA, 1997.
9. Prakash, V., Powell, G. H., and Campbell, S., *Drain-2DX, Element description and user guide*. Univ. of California, Berkeley, CA, 1993.
10. Shi, S. and Foutch, D. A., *Connection element (type 10) for Drain-2DX*, Civil Eng. Report, Univ. of Illinois at Urbana-Champaign, IL, 1997.
11. Lee, K. and Foutch, D. A., "Performance evaluation of damaged steel frame buildings subjected to seismic load." *ASCE J. of Structural Engr.* Vol. 43, No.4. April 2004.
12. Venti, M and Engelhardt M. D., *Brief report of steel moment conn. test, secimen DBBW (Dog bone - bolted web)*, SAC Background Document SAC/BD-99/26, SAC Joint Venture, Richmond, CA, 1997.
13. Vamvatsikos, D. and Cornell, C. A., "Incremental Dynamic Analysis." *J. of Earthquake Engr. and Structural Dynamics*, Vol. 31, No. 3, 2002, pp. 491-514.
14. Lee, K. and Foutch, D. A., "Seismic Evaluation of Steel Moment Frame Buildings Designed Using Different R values," *J. Struct. Eng. (ASCE)*, Vol. 132, No. 9, 2006.
15. Kestuzei, P., Belmouden, Y., and Trueb, M., "Non-linear seismic behavior of structures with limited hysteretic energy dissipation capacity," *Bull Earthquake Eng.* No. 5, 2007, pp. 549-569.
16. Shi, S. and Foutch, D. A., "Effects of hysteresis type on the seismic response of buildings," *6th U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, 1997.