

지진 하중을 받는 철골 모멘트 골조 빌딩에 대한 반응수정계수의 평가

Evaluation of Response Modification Factors for Steel Moment Frame Buildings Subjected to Seismic Loads

이 기 학¹⁾ · 우 성 우²⁾
Lee, Kihak · Woo, Sungwoo

요 약 : 이 연구의 목적은 높은 지진 위험도를 가진 지역에 위치한 철골조 모멘트 구조물에 대한 반응수정계수의 영향을 평가함을 목표로 하고 있다. 3층, 9층, 그리고 20층으로 구성된 구조물 모델이 2000 International Building Code(IBC) 기준과 각각의 다른 반응수정계수들(8, 9, 10, 11, 12)에 따라 설계되었다. 이에 따라 전체 30개의 구조물이 50년 동안의 2% 초과 확률을 가지는 20개의 지반 운동에 대해 변위 요구와 변위능력 값이 조사되었다. 이 결과는 현재의 지진 기준에 따라 설계된 표준적인 구조물과의 성능 비교를 통해 반응수정계수의 변화에 따른 효과를 조사하였다. 본 연구에서 3층 및 9층 구조물은 기존의 반응수정계수 값 8에 비해 크게 설계되었음에도 불구하고 붕괴방지의 성능목표를 만족하는데 안정적인 반응을 보여 주었다. 그러나 2000 IBC에서 명시하고 있는 탄성설계스펙트럼(C_s)에 대한 최소 값의 적용 없이 설계된 20층 구조물은 붕괴방지의 성능목표에 대해 낮은 내진성능을 보여 주었다.

ABSTRACT : This study focuses on the seismic behavior of 3-, 9-, and 20-story steel moment resisting frame (MRF) structures designed in accordance with the 2000 International Building Code using different Response Modification factors (R factors), i.e., 8, 9, 10, 11, and 12. For a detailed case study, 30 different structures were evaluated for 20 ground motions representing the hazard level, which is equal to a 2% probability in 50 years (2% in 50 years). The results showed that the current R factors provide conservative designs for the 3- and 9-story buildings for the Collapse Prevention performance objective, the 20-story buildings, which were designed without using the minimum requirement of spectral acceleration C_s prescribed in IBC 2000, did not satisfy the seismic performance for Collapse Prevention performance.

핵심용어 : 반응수정계수, 지진공학, 내진성능평가, 철골 모멘트 골조

KEYWORDS : Response modification factor, Earthquake engineering, Seismic performance evaluation, steel moment frame

1. 서론

지진 위험이 상존해 있는 지역에 대한 내진설계 규준은 인명 보호의 목표를 두고 발전되어 왔다. 현재의 내진설계 규준은 강한 지진이 왔을 때 횡력 저항 시스템이 부재의 항복을 경험하며 연성적으로 거동함을 가정하고 있다. 이에 따라 일부 중요한 응력을 받는 부재에 대해 비탄성 변형을 허용한다. 이는 내진설계시 고려된 지반운동에 대해 구조물이 탄성적으로 반응하는 것은 실용적, 경제적인 측면에서 적절하지 못하기 때문이다. 이러한 내진설계는 구조물의 탄성상태에 대한 강도성능을

낮추고 비탄성 변위요구를 늘리게 되는 강도감소계수의 도입을 가져오게 된다.

강도감소를 고려하는 현대 설계규준의 첫 번째 단계는 미국 캘리포니아 구조 기술사회(SEAOC)에서 펴낸 "Blue Book"에서 반응수정계수의 전단계인 K계수를 도입한 것이다. K계수는 수평 힘 요소로써 다양한 구조 시스템의 종류를 고려하도록 되어 있다(모멘트 골조 시스템에 대해서는 0.67이 사용됨). 1978년에 ATC 3-06이 출간되고 이는 새로운 구조물 설계에 대한 기준서로서 자리잡게 되는데, 이는 지진위험노출그룹(Seismic Hazard Exposure Group), 국가 지진위험도

1) 교신저자, 정회원, 세종대학교 건축공학과 조교수, 공학박사
(Tel. 02-3408-3286, Fax. 02-3408-3331, E-mail: kihaklee@sejong.ac.kr)
2) (주)한화건설 건축기술팀, 공학박사(sungwoow@hanwha.co.kr)

본 논문에 대한 토의를 2007년 4월 30일까지 학회로 보내주시면 토의 회답을 게재하겠습니다.

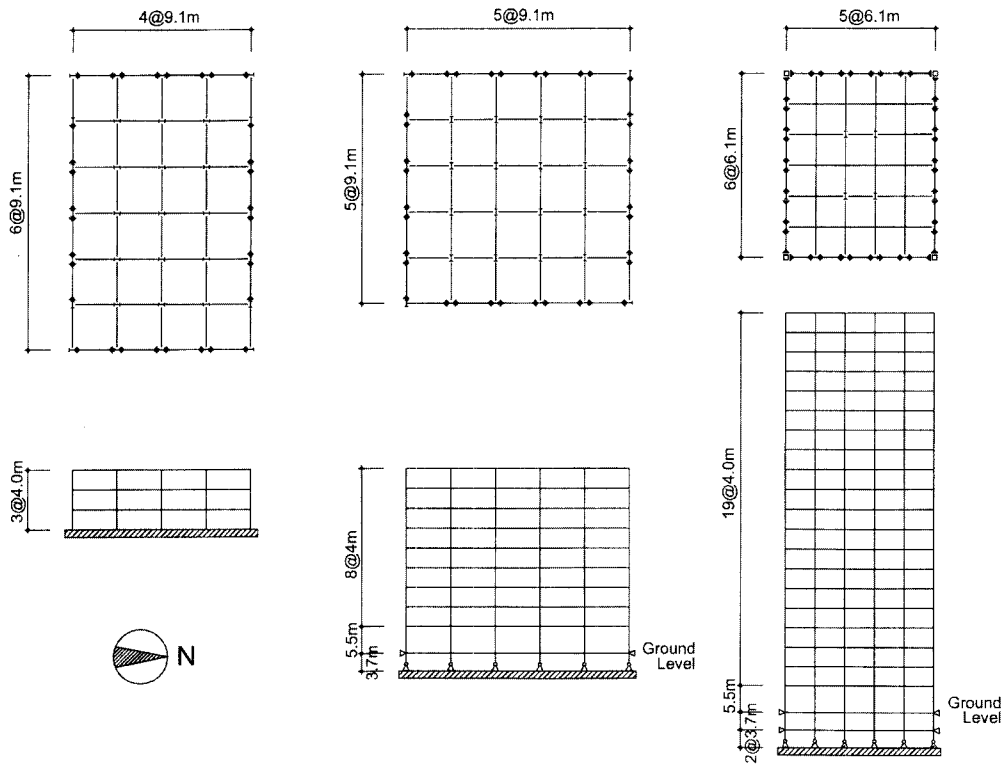


그림 1. 구조물 모델의 평면 및 입면도

(National Seismic Map), 지반과 구조물의 연관관계에 대한 규정, 그리고 무엇보다도 K계수 대신 지진 발생시 예상되는 비선형거동을 명확히 고려하기 위한 의도로 개발된 반응수정계수의 채택 등과 같은 여러 가지 새로운 개념이 도입되기 때문이다. 현재 우리나라와 미국을 비롯한 대부분의 국가에서 새롭게 지어지는 구조물에 대한 내진설계기준은 적절한 성능을 확보하기 위해 단순화된 과정을 사용하고 있다. 이 과정은 각각의 구조시스템의 연성 능력에 따라 기준집에 표의 값으로 나타난 반응수정계수를 통해 선형 탄성 반응스펙트럼을 감소한 후 이에 따라 설계밀면전단력을 계산하는 것이다. 여기에 부재 요소의 힘은 선형탄성해석을 통해 결정되고 비탄성 변형은 탄성 설계변위에 증폭계수(amplification factor, Cd)를 통해 결정된다.

이러한 강도감소계수는 현재의 내진설계기준에 반응수정계수로 나타나 있으며 시스템에 대한 에너지 흡수 능력, 연성능력, 그리고 기타 요소들을 대표할 수 있도록 도입되어 사용되었다. 그러나 이러한 현재의 내진설계기준에 명시되어 있는 반응수정계수의 값은 과거의 강한 지진으로부터 여러 구조시스템이 보여준 성능에 대한 관찰에 따라 설정되어 왔다. 논리적 근거없이 경험과 관찰에 따라 결정된 반응수정계수를 사용하는 것은 많은 연구자들에게 우려를 가져오게 하였다.

이 연구의 목적은 높은 지진 위험도를 가진 지역에 위치한 철

골조 모멘트 구조물에 대한 반응수정계수를 평가하는 것을 목표로 하고 있다. 기존의 연구(에서 반응수정계수의 8의 값으로 평가된 구조물과 달리 3층, 9층, 그리고 20층으로 구성된 건물 구조물 모델(두 가지의 설계범위)이 2000 International Building Code (IBC) 기준과 각각의 다른 반응수정계수에 따라 설계되어 연구되었다. 이 결과는 현재 강진지역에서 널리 사용되는 내진설계기준(IBC 2000)에 따라 설계된 표준 구조물과의 성능 비교를 통해 반응수정계수의 변화에 따른 구조물의 거동 효과를 조사하게 된다. 현재 우리나라에서는 구조물의 합리적인 내진성능을 확보하기 위해 신내진설계기준 Korean Building Code (KBC) 2005가 발간되어 실제 건축 구조물의 설계에 적용되고 있다. 현재 KBC와 IBC에서 채택하고 있는 내진설계의 방향과 성능 목표에는 많은 관련이 있으므로 본 연구를 통해 향후 우리나라 KBC의 내진기준 개정 방향에 대해 참고 자료로 쓰일 수 있다. 또한 강진지역에 위치한 구조물의 거동에 따른 연구를 통해 현재 우리나라에서 널리 쓰이는 중간(Intermediate) 및 보통(Ordinary) 모멘트 골조 시스템의 거동을 예측 및 평가하는데 참고 자료로 이용하고자 하는데 있다. 이러한 연구를 바탕으로 우리나라 지질조건과 지진위험도를 고려한 충분한 수의 지반운동을 통해 실제 중간 및 보통 모멘트 골조 시스템의 성능을 파악하는 것이 다음의 연구 목표이다.

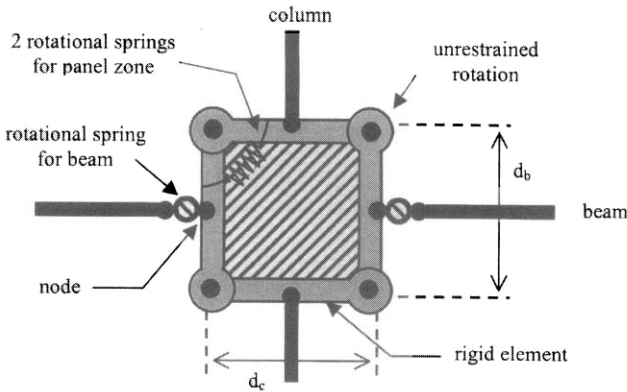


그림 2. 해석에 사용된 패널존 모델링

된다. 본 연구에서 2000 IBC 기준에 식 (1)과 같이 규정되어 있는 탄성 설계스펙트럼(CS)에 있는 최소 값은 구조물 설계에 고려되지 않았다.

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

여기서 C_s = 감소된 설계 반응스펙트럼, I_E = 구조물 중요도 계수, S_{DS} = 짧은 주기에서의 탄성 설계 반응스펙트럼이다. 이 조항의 목적은 P-delta 효과가 보다 중요하게 나타나는 고층 구조물에 대해 여분의 추가 안전성을 확보하기 위함이다. 반응 수정계수가 12로 설계된 9층 구조물과 모든 20층 구조물은 설계 당시 이 조항의 최소범위에 따라 구조물의 설계에 제한을 받게 되었다. CS에 대한 최소 범위는 미국에서 내진설계를 다루는 IBC 2003 기준에서 삭제되었다. 이에 따라 이 연구에서의 설계는 반응수정계수의 변화를 고려하고 CS에 대한 최소 범위는 고려하지 않았다. 이는 각각의 다른 반응수정계수의 변화를 통해 철골조 구조물에 대한 내진성능을 평가하고자 함이다.

본 연구의 비선형 해석을 위해서는 정적해석과 동적해석을 위해 개발된 Drain-2DX 프로그램이 사용되었다.

Krawinkler등에 의해 개발되었던 패널존 모델링이 그림 2에 나타나 있다. 패널존의 강도와 강성에서 기둥의 플랜지가 웨브의 항복이 발생된 이후에도 패널존에 추가의 강도와 강성을 제공하기 때문에 두개의 회전 스프링이 패널존 모델의 특성을 고려하기 위해 사용되었다. 항복강도 345MPa이 다양한 철골부재의 설계에 사용되었고 구조물 모델의 해석에는 실측과 통계를 통해 실제 항복강도의 평균값을 대표하는 397 MPa가 사용되었다. 또한 구조물의 안정성을 위협할수 있는 P-delta 효과를 고려하기 위해 내부 단순 골조를 해석 모델에 도입하였다.

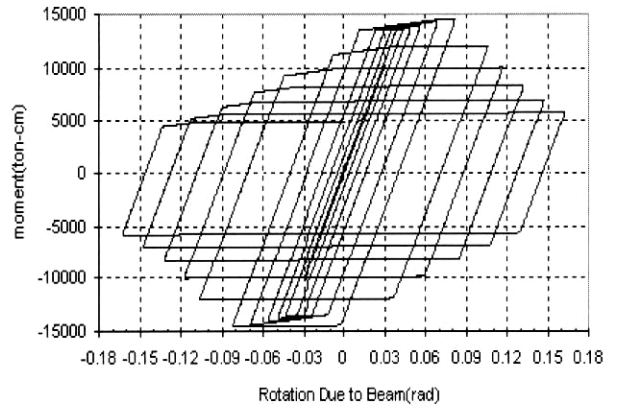
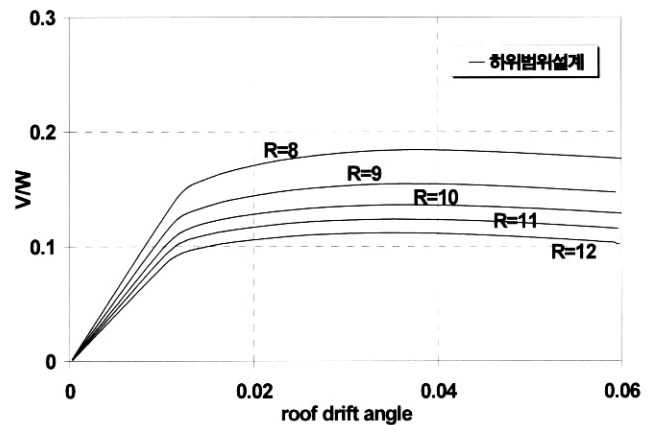
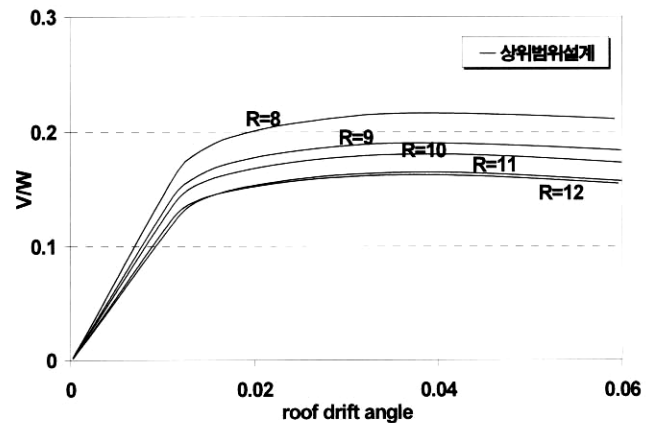


그림 3. 모멘트 골조 접합부의 연성적 특성을 고려한 해석 모델



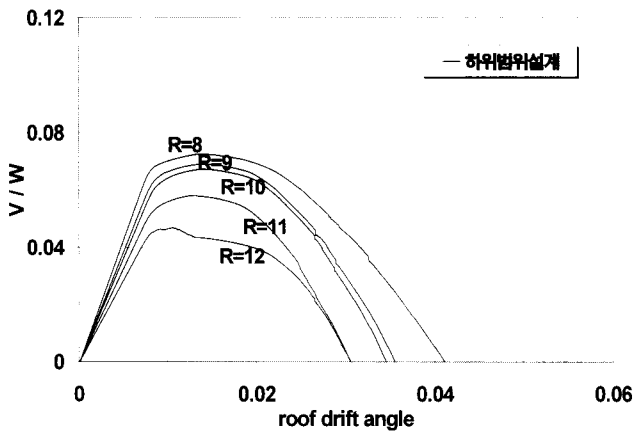
(a) 하한설계



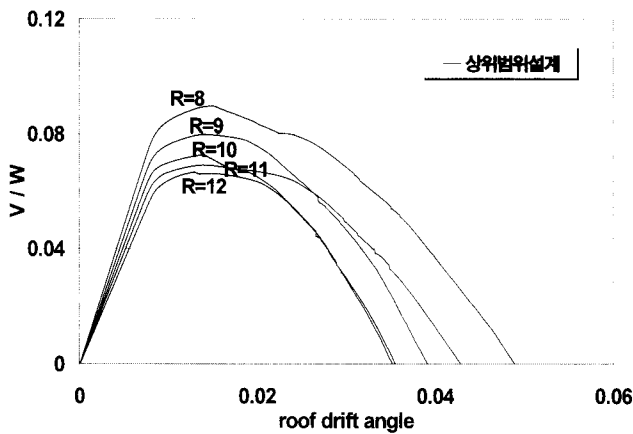
(b) 상한 설계

그림 4. 9층 구조물에 대한 정적 Pushover 해석

구조물의 최대와 최소 기대 성능을 결정하기 위해 상한(Upper Bound, UB)과 하한(Lower Bound, LB)설계의 개념이 적용되었다. 상한은 설계면전단력과 층 변위 산정에 필요한 구조물의 주기를 IBC 기준에 나와 있는 경험식으로 결정하였고 하한은 컴퓨터 해석 모델을 통해 결정된 구조물의 주기를 사용하였다.



(a) 하한 설계

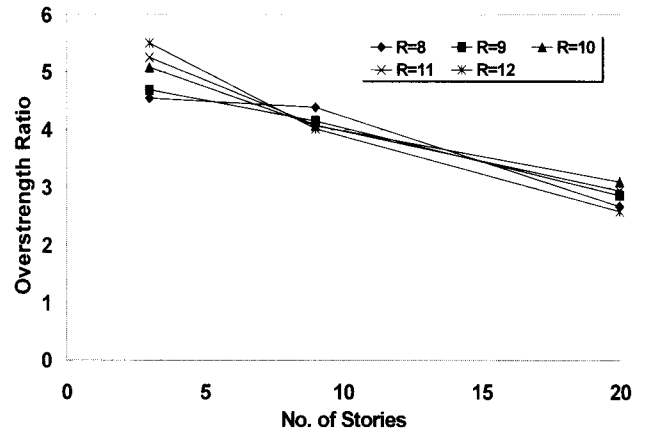


(b) 상한 설계

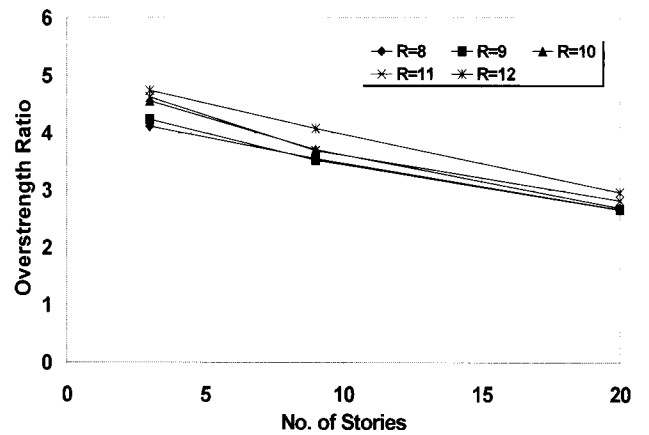
그림 5. 20층 구조물에 대한 정적 Pushover 해석

표 1은 본 연구에서 설계된 구조물의 부재를 보여 주고 있다. 지면 관계상 하한의 설계만이 표에 명시되었다. 상한의 설계가 하한에 비해 보수적인 설계를 보여 주었다. 표 2는 설계된 구조물의 1차 주기를 보여주고 있다. 기준에서 주어진 경험식($T = C_t \times h_n^{3/4}$)에 따른 주기와 컴퓨터 해석 프로그램을 이용하여 계산한 주기가 같이 보이고 있다. 예상대로 큰 반응수정계수에 대해 설계된 구조물은 상당히 유연한 구조물의 거동을 보여주며 이에 따라 작은 반응수정계수에 대해 설계된 구조물에 비해 주기가 상당히 길게 나타나 있다. 또한 기준에서 주어진 경험식을 이용하여 계산된 주기와 비교에도 큰 차이를 보이고 있다. 이러한 주기 산정의 차이는 전단벽이나 가새구조 시스템에 비해 보-기둥 접합부의 휨 변형을 통해 횡력을 저항하는 모멘트 저항 시스템에 더 크게 나타나게 된다. 또한 반응수정계수 12로 설계된 구조물은 반응수정계수 8에 따라 설계된 구조물에 비해 설계 밀면전단력이 작게 계산되고 이는 결과적으로 설계된 구조물이 유연한 강성과 장주기로 나타나게 된다. 모든 20층의 구조물들은 C_s 에 대한 최소 값의 고려 없이 설계 되었으므로 상당히 긴 주기를 보여주고 있다. 이는 주어진 층

변위의 제한 조건에 대해서 기존의 C_s 에 대한 제한 값에 따라 설계되어진 구조물보다 작은 밀면 전단력에 대해 설계되므로 기존 건물에 비해 상당히 긴 주기를 보여 주고 있다. 참고적으로 C_s 에 대한 최소 값의 고려를 통해 설계된 대표적 20층 구조물은 3.41초의 주기를 가지며 표 2에 R = 8인 항목에 나타나 있다.



(a) 하한 설계



(b) 상한설계

그림 6. 구조물에 대한 층수와 초과강도의 관계

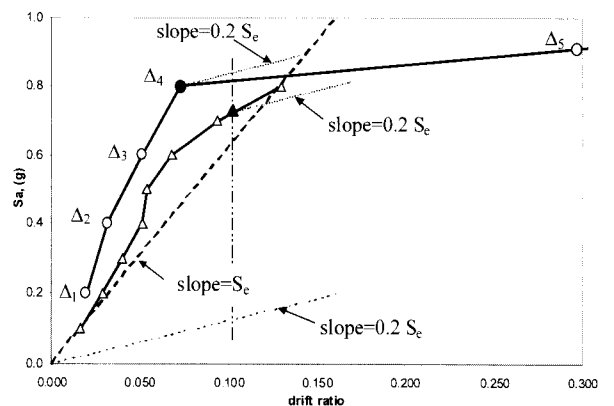


그림 7. 동적증분해석의 예

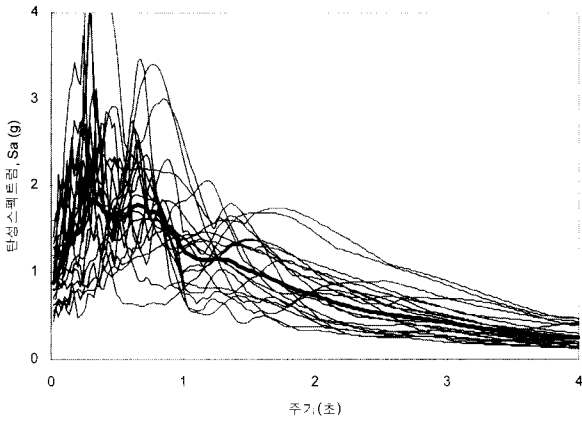


그림 8. 20개의 지반운동에 대한 탄성 스펙트럼과 평균

구조물 해석 모델에서 철골조 접합부의 지진 거동을 평가하기 위해 두 가지의 접합부 모델이 사용되었다. 횡력 저항 시스템인 모멘트 골조 접합부에 대해 RBS (Reduced Beam Section) 접합부의 연성적 거동이 해석 모델에 고려되었고 접합상세에 대한 자세한 설명은 참고문헌에서 보이고 있다. 이는 소성 힌지의 발생을 보와 기둥의 접합부로부터 떨어진 곳에 발생시키기 위해 보의 플랜지부근의 면적을 감소시킨 접합부이다. 그림 3은 해석모델에서 사용된 연성 접합부의 특성을 보여

주는 거동 그래프이다. 플랜지에서 국부적인 좌굴이 발생함에 따라 3%의 층 변위이후 강도의 감소가 점차적으로 나타나는 연성적 특성을 보여 주고 있다. 또한 철골조 구조물의 실제 거동을 가능한 근접하게 평가하기 위해 수직 하중을 지지하는 내부의 기둥과 여기에 연결된 단순 접합부의 거동을 해석 모델에 고려하였다. 보다 자세한 구조물의 특성과 모델링의 방법은 다른 논문을 참조할 수 있다.

3. 정적 Pushover 해석

설계된 구조물의 횡력 저항능력과 거동 특성을 조사하기 위해 비선형 정적 Pushover 해석이 수행되었다. 그림 4는 하위 및 상한 설계와 반응수정계수의 변화를 통해 설계된 9층 구조물에 대한 정적 Pushover 해석의 결과이다. 모든 구조물은 항복 이후에도 0.06rad.의 큰 층 변위각까지 변형률경화(strain hardening)와 모멘트 재분배를 통해 안정적 거동을 보여주고 있다. 일반적으로 상한 설계는 하한 설계와 비교하여 높은 강도와 강성을 보여주고 있다. 이는 상한에서 고려되는 설계밀면 전단력은 기준에 수록되어 있는 경험식에 따른 주기의 영향으로 하한에 비해 큰 값으로 나타나게 되기 때문이다.

설계밀면전단력이나 층 변위 조건의 증가는 층 변위 한계가

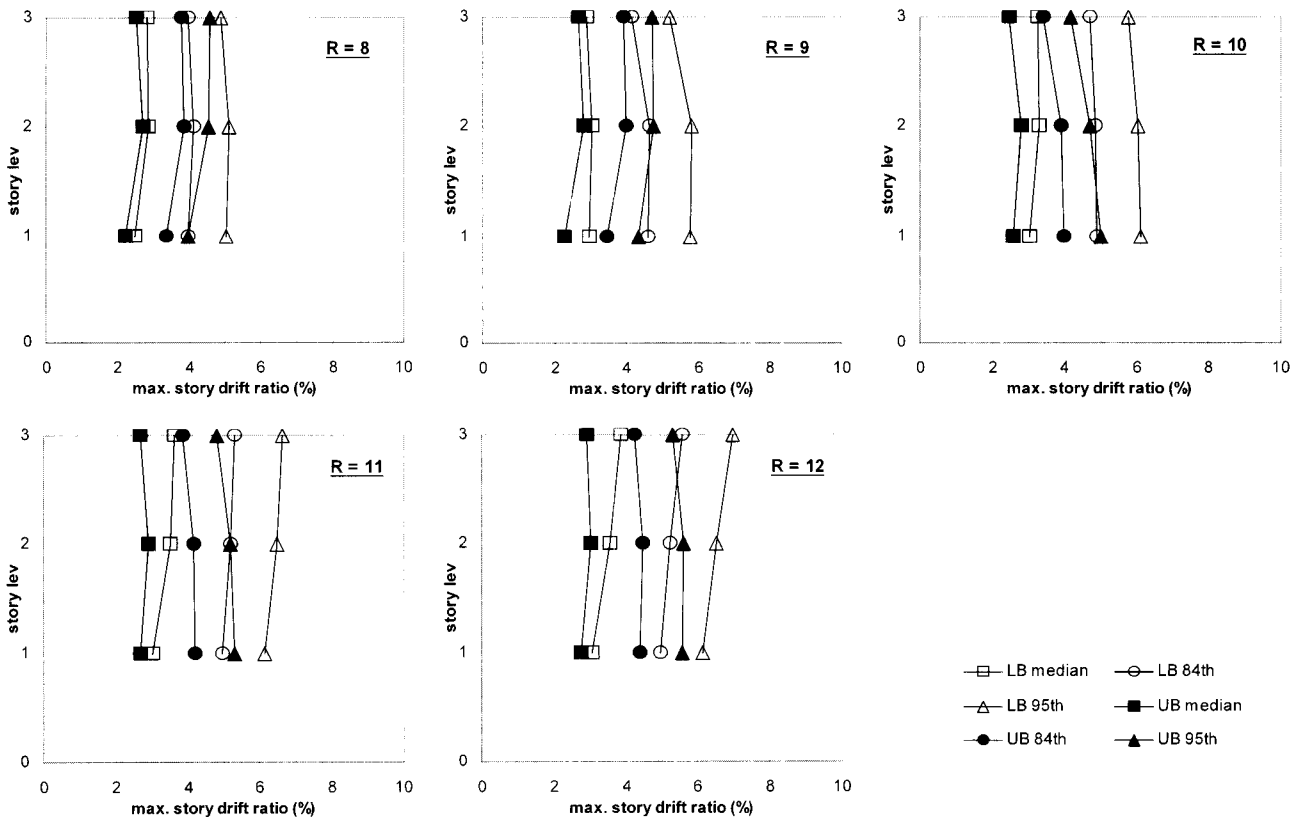


그림 9. 50년 동안 2% 지진 위험도를 가진 지반운동에 대한 3층 구조물의 층 변위 요구

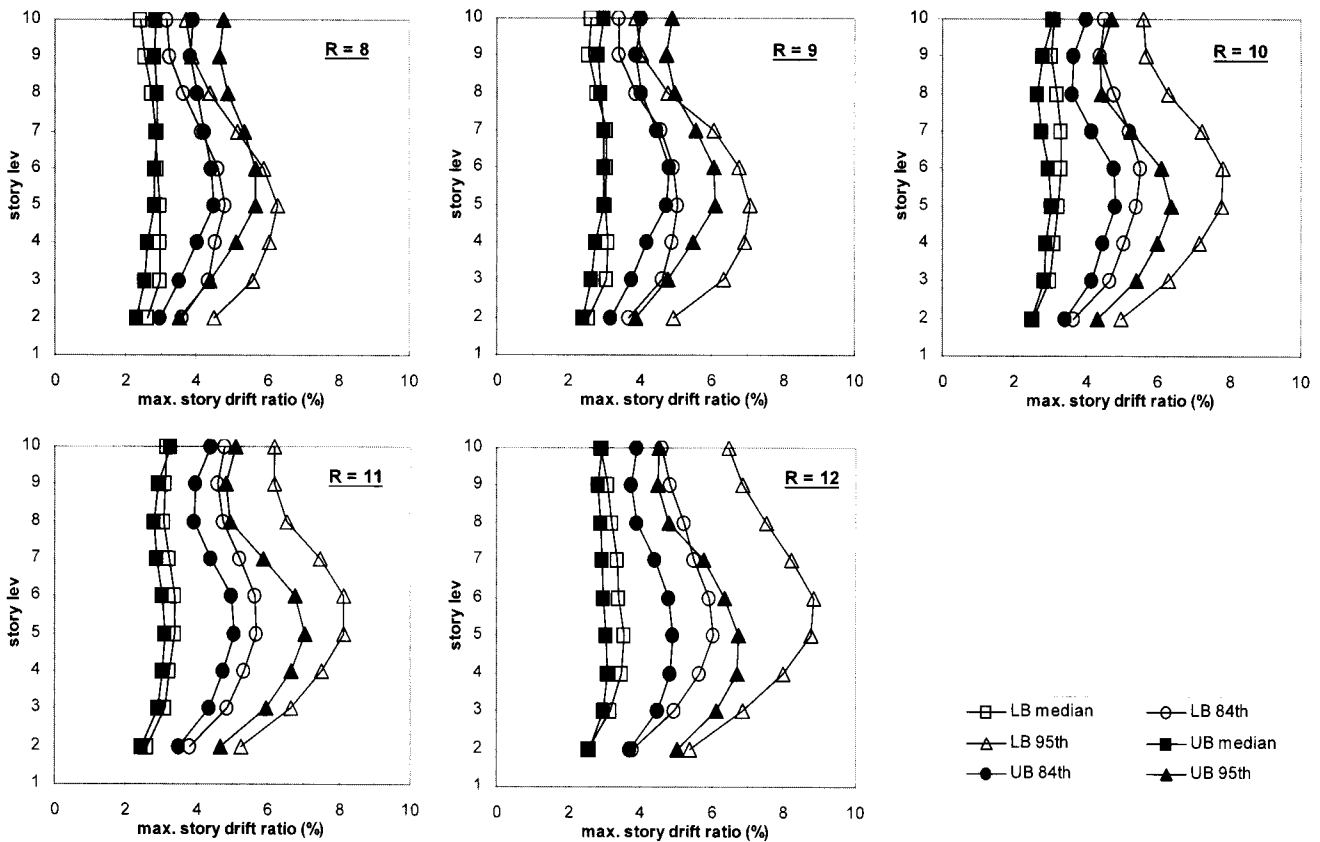


그림 10. 50년 동안 2% 지진 위험도를 가진 지반운동에 대한 9층 구조물의 층 변위 요구

구조물의 설계를 결정하는 중요한 요소일 때 강성과 강도를 증가시키는 것을 보여준다.

그림 4와 5는 9층과 20층 구조물에 대한 정적 Pushover 해석에 따른 결과이다. 모든 20층 구조물은 층 변위각 0.015 rad.에 도달한 후 P-delta 효과에 의해 감소하는 강성 기울기를 보여주고 있다. 이는 구조물에 잠재적으로 불안정성을 유도하는 P-delta 효과에 대해 높은 충고를 가진 구조물들이 매우 민감한 것을 알 수 있다.

그림 6은 설계된 모든 구조물에 대한 초과강도 비율 (overstrength ratio)을 그림으로 보여주고 있다. 여기서 초과강도 비율은 정적 Pushover 해석에서 나타난 구조물의 극한강도를 2000 IBC 규준에 따라 각각의 반응수정계수를 바탕으로 계산된 설계강도로 나누어 산정되었다. 강도가 계속적으로 증가하는 3층 및 9층 구조물에 대해서는 0.03rad.의 층 변위각에서의 강도 값이 극한강도로 선택되었다. 저층 구조물은 높은 초과강도를 보여주고 층의 수가 증가할수록 이 비율은 점차 감소하고 있다. 지진 위험이 높은 지역에서 강성(횡간 변위)의 요구 조건에 따라 주로 설계가 결정되는 고층 구조물은 저층 구조물에 비해 낮은 초과 강도 비율을 보여 주었다. 수직 하중을 지지하는 비회력저항 시스템의 기둥과 공칭강도 대신

실제로 현장에서 예상되는 항복강도의 적용이 해석모델에 고려됨으로써 설계변위 제한과 함께 연구된 구조물이 높은 초과강도 비율을 보유하게 되는 주된 원인이 되었다.

4. 동적 해석 - 변위능력(Drift Capacity)

구조물의 지진에 대한 변위능력(Seismic drift capacity)은 해당 구조물의 전체 안정성을 결정하기 위해 동적증분해석(Incremental Dynamic Analysis)을 통해 수행되었다. 동적증분해석은 구조물의 전체 거동에 대한 영역을 조사하기 위해(예를 들어 구조물의 탄성영역에서의 항복 및 비선형 비탄성 영역, 그리고 최종적으로 전체 동적 불안정성을 포함하는 영역) 여러 단계의 강도에 따라 조정된 다수의 지반운동을 사용하여 구조물의 모델에 대해 비선형 동적해석을 수행하게 된다. 이는 실무 엔지니어에게 즉각입주나 전체붕괴에 대한 한계상태에 대해 해당 구조물에 대한 내진 요구와 성능을 실제에 근접하게 산정을 하는데 사용할 수 있다.

이 변위능력은 지진 하중이 적용될 때 구조물의 붕괴가 발생하기 전까지의 최대 변위를 보여 주고 있다. 동적증분해석은 빌딩 구조물에 대해 특정 지반운동을 적용하여 결정하게 된다.

표 3. 20층 구조물에 대한 지진 변위 능력과 변위 요구 값

	하위 기준 설계										상위 기준 설계										표준 빌딩	
	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	Cp	Dm	Cp	Dm	Cp	Dm	Cp	Dm	Cp	Dm	Cp	Dm	Cp	Dm	Cp	Dm	Cp	Dm	Cp
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	통과	8.9	통과	4.6	통과	5.1	13.3	8.8	12.6	6.8	13.8	6.2	통과	3.3	통과	9.1	통과	4.6	통과	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	3.1	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	통과	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	통과	7.5	통과	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
X _m 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
β ⁴	.57	.16	.56	.31	.54	.27	.42	.30	.38	.31	.45	.31	.50	.26	.64	.23	.56	.31	.45	.31	.37	.26

1: 변위 요구; 2: 변위 능력; 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)

비선형 시간이력 해석을 통해 최대 층간변위가 결정되고 이후 지반 운동의 강도를 일정하게 증가시켜 구조물의 불안정성이 발생할 때까지 다시 해석을 수행한다. 그림 7에서 보는 것같이 각각의 해석 결과는 지반운동의 스펙트럼으로 표시되는 수직 축과 해당되는 지반운동에서 결정된 최대 횡간 변위 값으로 표현되는 수평축의 그래프에 점으로 나타나게 된다. 각각의 동적 증분해석의 결과인 점을 이어나감으로써 구조물의 변위능력이 평가되게 된다. 이 연결된 선의 기울기가 구조물의 탄성 모델로부터 결정된 기울기의 20%보다 작을 경우 구조물은 붕괴로 가정이 되면서 최종 위치가 구조물의 횡간 변위(story drift)에 대한 변위능력으로 결정된다. 이 과정이 횡간 변위 비율 10%이내에 나타나지 않으면 전체 횡간 변위에 대한 변위능력 값은 10%로 결정되었다. 이것은 해석 모델이 실제 구조물의 거동을 신뢰성 있게 나타낼 수 있는 변위의 최대값으로 고려되었기 때문이다. 따라서 10%의 층 변위 값은 구조물이 이미 붕괴수준에 도달한 것으로 가정되었다. 이러한 과정을 다른 지반 운동에 대해 반복함으로써 주어진 구조물의 전체 변위 성능이 계산되었다. 이러한 능력 값의 결정의 층간변위와 함께 접합부의 국부적 붕괴나 기둥 접합부의 파단 상태로도 결정할 수 있다.

그림 8은 본 연구에서 사용된 20개의 지반운동에 대한 탄성 스펙트럼을 보여주고 있다. 이 지반운동은 지반그룹 D에 해당하는 강진지역에 대해 50년 동안의 2% 초과확률의 지진 위험도를 갖도록 개발된 것이다. 굵은 실선은 20개의 지반운동의

평균 탄성스펙트럼을 보여 주고 있다. 표 3에는 이러한 20개의 지반 운동을 통해 20층 구조물에 동적증분해석을 수행하고 이를 통해 계산된 전체 변위 성능에 대한 값이 나타나 있다. 또한 같은 지반운동에 대한 구조물의 지진 변위 요구(Seismic Drift Demand) 값도 비교를 위해 같이 나타나 있다. 하한과 상한 설계에 따른 변위 요구 값은 그림 9, 10 및 11에 나타나 있다. 표 3에는 구조물의 설계에 관련되었던 하위 또는 상한의 적용과 설계에 사용된 반응수정계수에 따라 분류되어 있다. 3층과 9층 구조물에 대해서는 평균 변위 능력 값은 각각의 구조물에 대해 다른 값을 가진 반응수정계수가 사용되었음에도 불구하고 기본 한계 값인 10%의 횡간 변위 능력 값이 결정되었다. 20층 구조물의 전체 층 변위 능력 값은 3층과 9층 구조물과는 달리 10%의 값보다 훨씬 낮게 계산되었다. 지반운동의 강도가 증가함에 따라 비탄성 변형과 P-delta 효과가 20층 구조물에 높은 비율로 적용되고 이는 3층과 9층 구조물에 비해 층 변위의 높은 증가로 나타나게 되었다. 이에 따라 20층 구조물의 불안정 상태가 초기에 나타나게 되었고 결과적으로 낮은 변위 능력 값으로 계산되었다. 하위기준설계와 상위기준설계에 따른 대부분의 건물은 재현주기 약 2,500년을 가진 10번째의 지반운동에 대해 붕괴되었고 하위기준설계와 반응수정계수 11 및 12에 따라 설계된 20층 건물은 17번 및 18번의 지반운동에 대해 구조물의 붕괴가 발생하였다. 이는 구조물의 동적특성에 따른 관성효과와 지반운동의 세기 및 주기적 특성에 따라

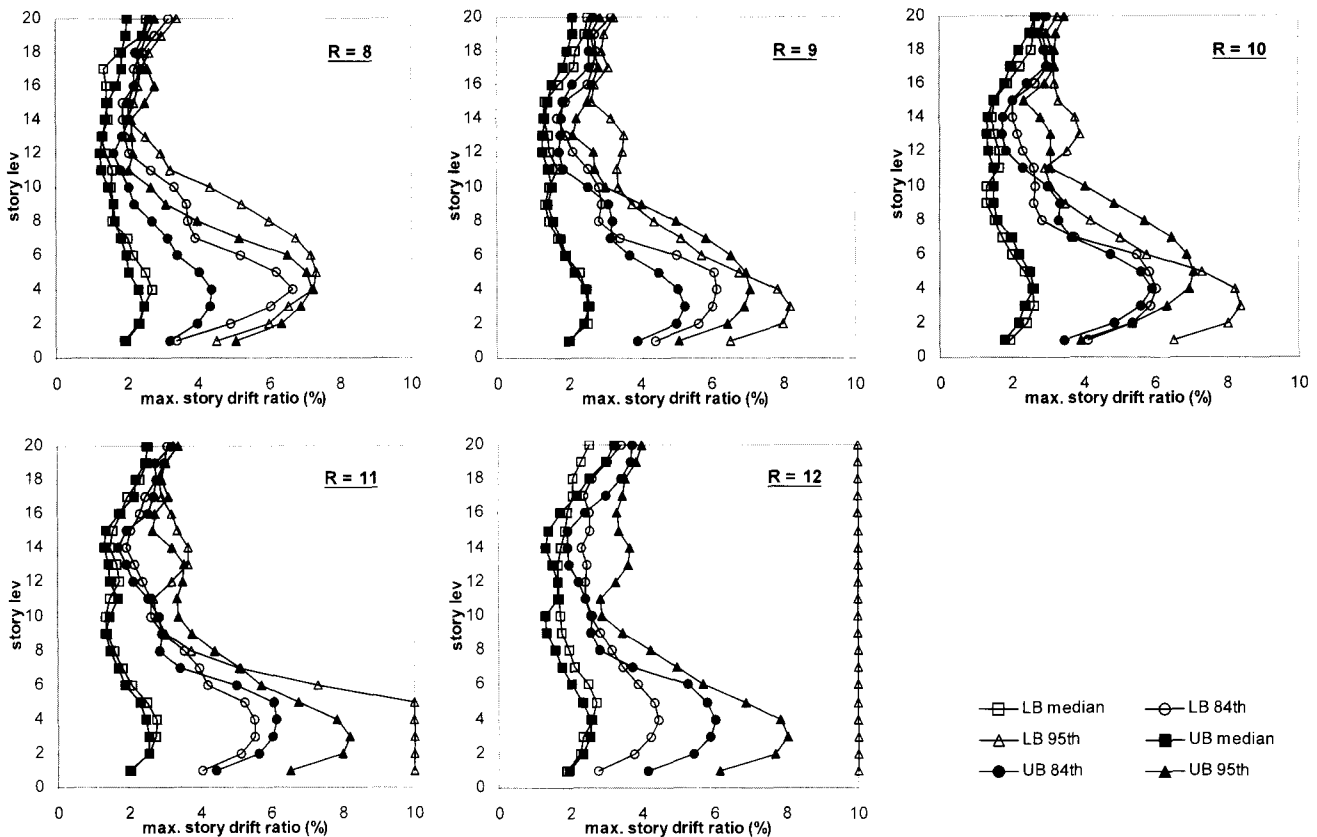


그림 11. 50년 동안 2% 지진 위험도를 가진 지반운동에 대한 20층 구조물의 층 변위 요구

각각 다르게 나타난 것이다.

하위 설계범위에 대해 반응수정계수 8과 12에 따라 설계된 20층 구조물은 각각 7.7%와 5.6%의 평균 변위 능력 값을 보여 주었다. 상위 설계기준에 대해 같은 20층 빌딩은 7.7%와 6.9%의 평균 변위 능력 값이 계산되었다. 비교를 위해 반응수정계수 8과 설계스펙트럼에서 최소 C_s 를 고려한 20층 구조물은 표준 건물로 명시하고 표 3의 오른쪽 끝에 나타나 있다. 평균 변위 능력 8.3%와 평균 변위 요구 2.4%의 값이 이 표준 구조물에 대해 계산되었다. 이는 구조물의 변위 능력이 요구에 비해 약 3.4배(8.3/2.4) 더 크다는 것을 의미한다. 이러한 결과는 현재 기준에서 적용하고 있는 C_s 에 대한 최소 기준은 표준 구조물에 강성과 강도의 증가를 가져오고 동적 반응에 대해서는 작은 요구 값을 보여주게 되었다. 결과적으로 이는 C_s 에 대한 고려 없이 설계된 구조물보다 높은 변위 능력에 도달하게 하였다.

5. 동적 해석 - 지진 변위 요구

그림 9와 10은 3층 및 9층 구조물에 대해 지진운동의 적용에 따라 층 변위 요구(Seismic drift demand) 값을 보여주

고 있다. 해석에 사용되었던 20개의 지반운동이 해석에 사용되었다. 일반적으로 상한(UB) 설계는 하한(LB) 설계에 비해 작은 지진 변위 요구 값을 보여주고 있다.

하한 설계와 반응수정계수 8의 값을 적용하여 설계된 9층 구조물은 평균, 84번째, 95번째의 확률 값에 대한 최대 층 변위 비율은 2.98%, 4.79%, 6.28%로 계산되었다. 층 변위 요구 값의 산정에 대해서 84번째와 95번째 확률 값은 각각 평균 +1σ (1 x 표준편차)와 평균+2σ (2 x 표준편차)의 범위를 의미한다. 이는 각각 20개의 지반운동에 대한 동적해석에서 층 변위의 값을 보다 통계적으로 살펴보기 위해 사용되었다. 같은 하한과 반응수정계수 12가 적용된 9층 구조물에 대해 이 값들은 3.55%, 6.04%, 8.83%이다. 여기서 모든 구조물들은 2000 IBC 기준에 따라 최대 가능 지진(Maximum Considered Earthquake)에 대한 2/3의 값에 2%의 층간 변위 비율에 맞게 설계되었다. 그러므로 완전한 최대 가능 지진에 대한 9층 구조물 모델이 보여준 평균 변위요구 값 3%는 변위 능력과 요구 값을 비교할 때 만족스러운 것으로 가정된다.

그림 11에 나타나듯이 20층 구조물 모델들은 아주 큰 지진 요구 값을 보여주었고 두 개의 지반 운동에 대해 붕괴된 것으

로 계산되었다. 이러한 지반 운동은 P-delta 효과가 매우 큰 범위에 20층 구조물이 영향을 받음에 따라 동적 불안정을 가져 오고 붕괴에 이르게 된 것으로 조사되었다. 이 연구에서 고려된 모든 20층 구조물들은 최대 층 변위 요구에 대해 평균값이 2.46%와 3.23% 사이에 위치하였다. 또한 P-delta 효과가 가장 크게 발생하는 하위 층 부분에 횡간 변위가 크게 집중되는 공통적인 현상을 보여 주었다. 강한 지반운동의 적용에 따라 모든 20층 구조물들은 84번째와 95번째의 값에서 층 변위에 대한 매우 큰 요구 값을 보여 주었다. 두 개의 구조물(하위 설계 범위와 R=8 그리고 상위설계 범위와 R=11)은 84번째에서의 최대 층 변위 요구 값이 6.2%로 계산된 전체 변위 능력을 초과하였다. 다른 모든 빌딩들은 층 변위 요구의 95번째 값에 대해 전체 변위 능력 값을 초과한 것으로 조사되었다. 이러한 결과는 P-delta 효과가 중요한 역할을 하는 고층 구조물의 동적 거동은 지반운동의 주기적인 특성에 매우 민감한 것을 보여주고 있다. 이에 따라 작은 반응수정계수로 설계된 빌딩에 구조적 불안정성을 가져온 지반운동이 큰 반응수정계수에 따라 설계된 구조물에는 동일한 구조 불안정성을 초래하지 못한 경우도 관찰되었다.

6. 결론

본 연구에서는 반응수정계수를 달리하여 설계된 구조물의 내진성능을 살펴보았다. 일반적인 3층, 9층 및 20층 각각 1개씩의 평면을 가지고 평가되었으므로 이 연구의 결론을 뒷받침하기 위해 보다 다양한 평면과 형태를 가진 구조물을 통해 추후 연구가 이루어져야한다. 본 연구의 결론은 다음과 같다.

- (1) 각기 반응수정계수를 8에서 12까지 다르게 설계한 3층, 9층 및 20층 구조물 모델에 동적증분해석이 수행되었다. 지반 운동의 강도가 증가함에도 3층과 9층 구조물들은 안정적인 상태를 대부분 유지하였고 이는 3층 및 9층 구조물에 대해 10%의 전체 변위 능력 값이 계산되었다. 그러나 새로운 IBC 2003 기준의 개정에 따라 C_s 에 대한 최소 기준의 적용 없이 설계된 20층 구조물은 전체 변위 능력 값의 10%보다 훨씬 낮게 계산되었다. 강한 지반운동의 적용으로 비탄성변형과 P-delta 효과가 20층 구조물의 동적거동에 영향을 미치고 이는 큰 층 변위의 증가와 낮은 변위 능력 값으로 나타나게 되었다. 내진 설계기준 (IBC 2000)이 허용하는 최소 강성과 강도를 가지는 하위 설계범위와 반응수정계수 8과 12가 사용된 각각의 20층 구조물들은 7.7%와 5.6%의 평균 층 변위 능력 값을 보여 주었다.

- (2) 비선형 동적 해석으로 얻어진 지진 변위 요구 값은 3층 및 9층 구조물이 기존의 반응수정계수 값 8에 비해 크게 설계되었음에도 불구하고 안정적인 반응을 보여 주었다. 이는 횡력에 대해 건물에 요구되는 강성이 작아짐에도 안정적 반응을 보여준 것을 의미한다. 일반적으로 큰 반응수정계수 값이 구조물 모델의 설계에 포함됨에 따라 이는 적용된 지반 운동에 대해 변위 요구 값의 증대로 나타나게 되었다. 따라서 이 연구에서 고려된 3층과 9층 구조물에 대해 현재의 반응수정계수 8보다 큰 값을 이용하여 설계된 철골조 모델은 붕괴방지를 위한 성능목표에 만족할 수 있는 내진성능을 부여하는 것으로 조사되었다.

- (3) 모든 20층 구조물 모델은 P-delta 효과로 인해 아래층에 층 변위의 큰 집중이 나타나고 이에 따라 변위 요구 값이 증대하게 되었다. 이 연구에서 현재의 반응수정계수 8과 IBC 2000에서 명시되었던 탄성스펙트럼 C_s 에 대한 최소 값의 적용을 통한 내진설계는 P-delta 효과와 강한 지반 운동으로 인해 구조물의 동적 거동이 증가하기 쉬운 고층 구조물에 대해 붕괴방지의 성능목표를 만족할 수 있는 적절한 구조적 안정성을 부여하고 있는 것으로 조사되었다. 그러나 IBC 2003의 개정에 따라 탄성스펙트럼 C_s 에 대한 최소 값의 적용 없이 설계된 대부분의 20층 구조물은 95번째의 최대 변위 요구 값을 비교할 때 구조물이 보유한 최대 변위 능력 값을 초과하였다. 따라서 삭제된 에 대한 규정은 고층 구조물의 내진 안정성을 위해 다시 적용되어야 할 것으로 믿어진다.

감사의 글

본 연구는 학술진흥재단 신진교수 연구과제 지원사업(과제번호: KRF-2004-003-D00435) 연구비 지원으로 수행되었으며 이에 감사의 말씀을 드립니다.

참고 문헌

- SEAOC, Recommended lateral force requirements and commentary. Seismology Committee, Structural Engineers Association of California, Sacramento, CA, 1959.
- ATC, Tentative recommendations for the development of seismic regulations for buildings. *ATC 3-06 Report*, Applied Technology Council, Redwood City, CA, 1978.
- Miranda, E. and Bertero, V. V., Evaluation of strength

- reduction factors for earthquake-resistant design. *Earthquake Spectra*, EERI, V.10, No.2, 1994, pp. 357-379.
- Newmark, N. M. and Hall, W. J., *Earthquake Spectra and Design*. EERI Monograph Series, EERI, Oakland, CA, 1982.
- ATC, A critical review of current approaches to earthquake-resistant design. *ATC-34*, Applied Technology Council, Redwood City, CA, 1995.
- Foutch, D. A. and Shi, S., Effects of hysteresis types on the seismic effects of buildings. Proceeding, *6th U.S. Nat. Conf. on Earthquake Engr.*, Seattle, WA, May 31-June 4, 1998, Earthquake Engr. Research Institute, Oakland, CA, 1998.
- Lee, K. and Foutch, D. A. Performance evaluation of new steel frame buildings for seismic loads. *J. of Earthquake Engr. & Str. Dynamics*, Vol.31, No.3, 2002, pp. 653-670.
- International Building Code*. International Code Council, Falls Church, VA, 2000.
- Korean Building Code (Structural). 대한건축학회, 2005.
- Prakash, V., Powell, G.H., and Campbell, S. Drain-2DX. Element description and user guide. *Univ. of California*, Berkeley, CA, 1993.
- Shi, S. and Foutch, D.A., Connection element (type 10) for Drain-2DX. *Civil Eng. Report*, Univ. of Illinois at Urbana-Champaign, IL, 1997.
- Krawinkler, H. and Al-Ali, A. Seismic demand evaluation for a 4-story steel frame structure damaged in the Northridge Earthquake, *The Structural Design of Tall Buildings*, Vol. 5, No. 1, March 1996, pp 1-27.
- 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.
- Vamvatsikos, D. and Cornell, C. A., Incremental Dynamic Analysis. *J. of Earthquake Engr. and Structural Dynamics*, Vol.31, No.3, 2002, pp. 491-514.
- FEMA 355 Seismic Design Criteria for Steel Moment-Frame Structures*, Federal Emergency Management Agency, Washington D.C. 2000.
- 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.
- Ang, A. H-S. and Tang, W.H. *Probability Concepts in Engineering Planning and Design* Vol.I and II, John Wiley & Sons, New York, 1975.
- (접수일자 : 2006. 5. 15 / 심사일 2006. 6. 5 /
심사완료일 2006. 9. 25)