

내풍설계된 철골조 초고층건물의 선형동적해석에 의한 내진성능평가

Seismic Performance Evaluation of Wind-Designed Steel Highrise Buildings Based on Linear Dynamic Analysis

이 철 호* 김 선 응**
Lee, Cheol-Ho Kim, Seon-Woong

ABSTRACT

Even in moderate to low seismic regions like Korean peninsular where wind loading usually governs the structural design of a tall building, the probable structural impact of the design basis earthquake or the maximum credible earthquake on the selected structural system should be considered at least in finalizing the design. In this study, by using response spectrum analysis and linear time history analysis method, seismic performance evaluation was conducted for wind-designed concentrically braced steel highrise buildings. Both spectrum-compatible artificial accelerograms and recorded accelerograms were used as input ground motions for the time history analysis. The analysis results showed that wind-designed concentrically braced steel highrise buildings possess significantly increased elastic seismic capacity due to the system overstrength resulting from the wind-serviceability criterion and the width-to-thickness ratio limits on steel members. Time history analysis results generally tended to underestimate the seismic response as compared to those of response spectrum analysis.

1. 서론

국내의 지진위험도는 중·약진대 수준으로서 설계용 지진가속도의 크기가 상대적으로 작다. 더군다나 초고층건물은 통상 기본진동주기가 스펙트럼 상의 “변위영역(displacement-sensitive region)”에 속하는 장주기를 갖기 때문에 스펙트럼 가속도의 크기가 상당히 저감된다. 이 작은 값의 스펙트럼 가속도를 기초로 얻어진 밀면전단력을 반응수정계수로서 나눈 후에 풍하중에 의한 횡력과 비교하여 보면 풍하중이 월등히 크다.⁽⁴⁾ 이러한 두 하중의 “겉보기 크기”를 근거로 통상 국내에서 지어지는 철골조 고층건물의 가새시스템은 거의가 중심가새골조(Centrically Braced Frames)로서 “내풍가새”로 설계된다. 철골중심가새골조는 일종의 수직 트러스 시스템으로서 부재의 축강성을 하중전달 메카니즘으로 이용하기 때문에 높은 횡강성과 횡강도를 매우 경제적으로 발휘할 수 있다. 즉 탄성거동을 전제로 하는 내풍설계의 측면에서는 매우 효율적인 구조시스템으로 볼 수 있다.⁽¹⁷⁾

1990년대 이후 중진대에서의 내진설계가 문제로 대두되고 있으나, 중진지역 내진설계와 관련하여 합의된 방안이 아직 존재하지 않는다.⁽⁴³⁾ 중/약진대로 분류되는 국내의 경우 철골조 초고층 중심가새골조의 내진안전성을 확보하는 효과적인 전략으로, 신뢰도가 떨어지는 비탄성거동에 의한 에너지소산이 아니라, 충분한 강성과 강도를 확보하여 탄성거동이 유지되도록 설계하는 방안을 생각할 수 있다. 즉 양호하게 내풍설계된 철골조 초고층 중심가새건물의 내진설계는 가새시스템은 “unreduced spectral demand”에 대해 탄성설계 하거나 또는 한정연성도(limited ductility) 설계개념에 의해 접근하는 것이 중진대의 제반실상을 반영하면서도 훨씬 명쾌하고 경제적인 방안이 될 수 있다. 본 연구에서는 선형동적해석(응답 스펙트럼해석 및 시각력해석)에 의해 내풍설계된 철골조 초고층건물의 내진성능을 평가하고자 하였다.

* 정회원, 서울대학교 건축학과, 부교수
** 학생회원, 서울대학교 건축학과, 박사과정

2. 초고층 철골조 중심가새골조의 내풍설계

본 연구에서는 내풍설계만 반영된 철골조 초고층 구조물의 내진성능평가를 위해 표 1에 제시된 풍하중 설계조건을 적용하여 설계하였다.⁽²⁾ 구조시스템은 강성과 강도 확보에 가장 효율성이 높은 메가 중심가새골조로 계획하였다. 초고층성에 따른 거동특성을 파악하기 위해 4(204.8 m, 48층) ~ 7(358.4 m, 84층) 범위의 세장비(H/D)를 갖도록 한계상태설계기준(AISC-LRFD 2001)을 적용하여 철골조 초고층 중심가새골조를 설계하였다(그림 1 참조).⁽⁵⁾ 이 시스템의 횡력은 외곽부에 위치한 플랜지기둥(flange columns)과 대각가새(diagonals)로 이루어진 대형 수직트러스 시스템으로, 플랜지 기둥은 각 층의 전도모멘트에 저항하고, 대각가새는 층전단력을 분담하는 시스템이다.⁽¹¹⁾ 이 부재들은 좌굴에 대한 저항력이 우수한 각형강관을 조립재로서 설계하였고, 수직하중만을 지지하는 보와 기둥은 압연H형강으로 설계하였다[사용강종은 모두 SM490A TMC ($F_y = 3.3 \text{ tf/cm}^2$)]. 큰보와 작은보는 합성보로서 설계하는 것으로 가정하였다(표 2 참조).⁽¹⁶⁾ 모든 접합부는 단순접합으로 처리하여 접합비용을 최소화하고자 하였다.

표 1 풍하중 산정조건

| 항목 | 구분 | 수치 | 비고 |
|-----|---------------------------|-----------|-----------------------|
| 풍하중 | 설계기본풍속(V_o) | 30(m/sec) | 서울(노풍도 B) |
| | 지형에 의한 풍속감증계수(K_{zt}) | 1.0 | 경사, 산 및 언덕의 영향이 없는 지역 |
| | 중요도 계수(I_w) | 1.1 | 중요도 구분(특) |
| | 감쇠정수(ζ_f) | 0.02 | 가새골조 ⁽⁹⁾ |

* 고경하중: 0.55 tf/m² ** 적재하중: 0.25 tf/m² (사무소)

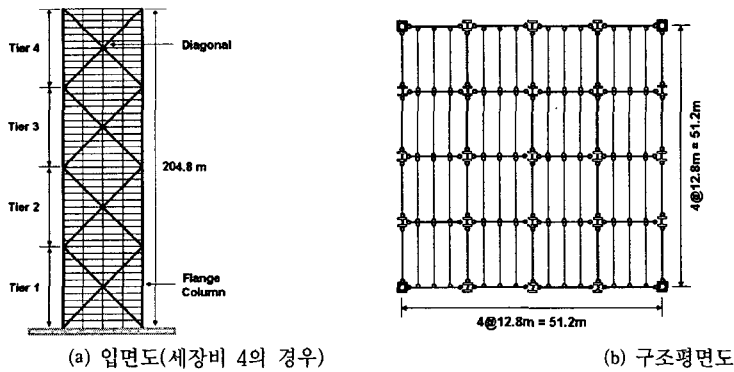


그림 1 철골 중심가새골조의 구조평면도 및 입면도

구조물의 사용성 확보를 위해 지붕층변위 및 층간변위를 각각 건물고 및 층고의 1/500 이내로 하고, 강관의 국부좌굴 방지를 위한 폭-두께비 제한을 만족하도록 설계하였다. 이는 결과적으로 시스템의 횡강도를 크게 증가시키는 시스템 초과강도 요인(system overstrength factor)으로 작용하므로 본 연구가 목적으로 하고 있는 강진 내습시에도 구조물의 탄성 거동 가능성을 증대시킬 것이다. 또한 일반적으로 초고층건물의 경우에 강풍이 유발하는 풍진도 가속도에 의해 풍직각방향에 의한 진동이 사용성에 문제를 발생시키는데, 본 연구의 구조모델은 NBCC 1995 기준⁽¹⁵⁾의 풍진동 가속도는 사용성 기준을 모두 만족하였다.⁽⁴⁾

3. 선형동적해석에 의한 내진성능평가

3.1 응답스펙트럼해석

응답스펙트럼해석은 건교부 설계스펙트럼의 500년 및 2400년 재래기 지진동을 입력스펙트럼으로하여 지진하중에 대한 저항요소인 플랜지기둥 및 대각가새의 “strength demand-to-strength capacity” 해석을 수행하였다. 즉 강도수요(strength demand)는 구조시스템의 탄성거동을 가정하고 입력스펙트럼에 대해 SRSS(square root sum of squares)해석을

수행하여 얻는다. 표 2에 정리된 부재의 보유강도(strength capacity)는 한계상태규준의 압축재(플랜지기둥) 및 휨-압축재(대각가새) 강도산정식에 의해 얻을 수 있다. 따라서 다음의 식 1을 만족하는 부재는 탄성상태에 있게 될 것이다. “강도 수요 대 보유강도의 비”가 1을 초과하는 정도가 크면 클수록 부재는 비탄성영역에 진입하는 정도가 증가될 것이다. 즉 간단한 선형해석을 통하여 특정입력에 대하여 어떤 구조물이 탄성상태를 유지할 수 있는지의 여부를 쉽게 판별할 수 있을 것이다. 원칙적으로 1개의 부재라도 식 1을 만족하지 않으면 비탄성거동에 의한 힘에 재분배가 발생하기 때문에,

표 2 주요 구조부재의 사이즈

(a) 플랜지기둥

| 세장비 | Tier | 소요면적 (cm ²) | 단 면 | 폭두께비 (D/t) | 두께 (mm) | 설계단면 (cm ²) | 단면 증가율 (%) |
|-----|------|-------------------------|-------------|------------|---------|-------------------------|------------|
| 4 | 1 | 2,348 | □-1150×1150 | 16.5 | 62.2 | 2,704.9 | 15.2 |
| | 2 | 1,954 | □-1120×1120 | 21.7 | 47.2 | 2,025.4 | 3.7 |
| | 3 | 1,534 | □-1100×1100 | 27.6 | 37.2 | 1,581.4 | 3.1 |
| | 4 | 824 | □-1085×1085 | 34.6 | 29.7 | 1,251.6 | 51.9 |
| 5 | 1 | 3,682 | □-1450×1450 | 15.6 | 82.4 | 4,506.9 | 22.4 |
| | 2 | 3,171 | □-1425×1425 | 18.4 | 69.9 | 3,788.9 | 19.5 |
| | 3 | 2,619 | □-1400×1400 | 22.4 | 57.4 | 3,082.6 | 17.7 |
| | 4 | 1,642 | □-1380×1380 | 27.1 | 47.4 | 2,526.6 | 53.9 |
| | 5 | 869 | □-1360×1360 | 34.4 | 37.4 | 1,978.6 | 127.7 |
| 6 | 1 | 5,378 | □-1700×1700 | 15.0 | 100.0 | 6,400.0 | 19.0 |
| | 2 | 4,749 | □-1675×1675 | 17.1 | 87.5 | 5,556.3 | 17.0 |
| | 3 | 4,053 | □-1650×1650 | 20.0 | 75.0 | 4,725.0 | 16.6 |
| | 4 | 2,787 | □-1630×1630 | 23.1 | 65.0 | 4,069.0 | 46.0 |
| | 5 | 1,737 | □-1605×1605 | 28.6 | 52.5 | 3,260.3 | 87.7 |
| | 6 | 910 | □-1585×1585 | 35.3 | 42.5 | 2,622.3 | 188.2 |
| 7 | 1 | 7,481 | □-1900×1900 | 14.6 | 114.5 | 8,174.8 | 9.3 |
| | 2 | 6,712 | □-1875×1875 | 16.4 | 102.0 | 7,233.8 | 7.8 |
| | 3 | 5,858 | □-1850×1850 | 18.7 | 89.5 | 6,302.6 | 7.6 |
| | 4 | 4,293 | □-1830×1830 | 21.0 | 79.5 | 5,566.6 | 29.7 |
| | 5 | 2,936 | □-1805×1805 | 24.9 | 67.0 | 4,657.8 | 58.6 |
| | 6 | 1,814 | □-1785×1785 | 29.3 | 57.0 | 3,939.8 | 117.2 |
| | 7 | 941 | □-1765×1765 | 35.6 | 47.0 | 3,229.8 | 243.2 |

(b) 대각가새

| 세장비 | Tier | 소요면적 (cm ²) | 단 면 | 폭두께비 (D/t) | 두께 (mm) | 설계단면 (cm ²) | 단면 증가율 (%) |
|-----|------|-------------------------|-------------|------------|---------|-------------------------|------------|
| 4 | 1 | 545 | □-620×620 | 20 | 28.2 | 667.1 | 22.4 |
| | 2 | 505 | □-580×580 | | 26.4 | 583.8 | 15.6 |
| | 3 | 449 | □-530×530 | | 24.1 | 487.5 | 8.6 |
| | 4 | 320 | □-480×480 | | 21.8 | 399.9 | 25.0 |
| 5 | 1 | 739 | □-730×730 | | 33.2 | 924.9 | 25.2 |
| | 2 | 696 | □-700×700 | | 31.8 | 850.4 | 22.2 |
| | 3 | 638 | □-660×660 | | 30.0 | 756.0 | 18.5 |
| | 4 | 505 | □-620×620 | | 28.2 | 667.1 | 32.1 |
| | 5 | 354 | □-580×580 | | 26.4 | 583.8 | 64.9 |
| 6 | 1 | 948 | □-860×860 | | 39.1 | 1,283.6 | 35.4 |
| | 2 | 903 | □-830×830 | | 37.7 | 1,195.6 | 32.4 |
| | 3 | 843 | □-800×800 | | 36.4 | 1,110.7 | 31.8 |
| | 4 | 705 | □-770×770 | | 35.0 | 1,029.0 | 46.0 |
| | 5 | 551 | □-740×740 | | 33.6 | 950.4 | 72.5 |
| | 6 | 383 | □-700×700 | | 31.8 | 850.4 | 122.0 |
| 7 | 1 | 1,170 | □-1050×1050 | | 47.7 | 1,913.4 | 63.5 |
| | 2 | 1,124 | □-1020×1020 | | 46.4 | 1,805.7 | 60.6 |
| | 3 | 1,062 | □-990×990 | | 45.0 | 1,701.0 | 60.2 |
| | 4 | 920 | □-960×960 | | 43.6 | 1,599.5 | 73.9 |
| | 5 | 762 | □-920×920 | | 41.8 | 1,469.0 | 92.8 |
| | 6 | 591 | □-880×880 | 40.0 | 1,344.0 | 127.4 | |
| | 7 | 409 | □-840×840 | 38.2 | 1,224.6 | 199.4 | |

(c) 큰보와 작은보 및 중력기둥

| 세장비 | 부 재 | | AISC 형강 | H형강 |
|-----|-------|----|---------|-----------------|
| | 4 ~ 7 | 큰보 | | W30X90 |
| 작은보 | | | W16X45 | H-400X200X8X13 |
| 4 | 중력기둥 | | W14X132 | H-374X374X17X27 |
| 5 | | | W14X159 | H-381X397X19X31 |
| 6 | | | W14X211 | H-399X402X25X40 |
| 7 | | | W14X257 | H-417X407X30X48 |

“strength demand-to-strength capacity” 해석법은 타당성을 잃는다. 그러한 경우에도 특정입력이 요구하는 비탄성거동의 정도를 탄성해석을 통하여 간편하게 가늠해 볼 수 있는 장점이 있다. 이런 점을 충분히 감안하고 본 해석결과를 활용할 것이다.

$$\frac{\text{Strength Demand}}{\text{Strength Capacity}} \leq 1 \quad (1)$$

그림 2의 (a), (b)는 각각 500년 및 2400년 재래기 지진을 입력하여 응답스펙트럼해석에 의하여 얻어진 “strength demand-to-strength capacity ratio”의 분포를 도시한 것이다. 500년 재래기의 입력지진동에 대해서는 세장비 4 모델의 최상층의 극히 일부만 제외하고 모두가 충분히 탄성적으로 저항할 수 있음을 잘 보여준다. 반면 2400년 재래기 입력지진동에 대해서는 세장비 4 및 5의 모델의 대각가새 및 저층부 플랜지기둥에서 상당한 소성화가 예상된다. 또한 플랜지 기둥의 항복 보다는 층진단력에 저항하고 있는 대각가새의 항복이 두드러짐을 알 수 있다. 세장비가 6을 초과하는 경우는 MCE급 2400년 지진에 대해서도 탄성적으로 저항할 수 있는 가능성을 나타내었다. 이는 이미 언급한 바와 같이 초고층성이 증가해갈수록 기본진동주기의 장주기화로 인해 지진스펙트럼가속도가 상당히 저감되고 내풍설계의 사용성조건을 만족시키는 과정에서 상당한 시스템 초과강도가 유입되기 때문이다.

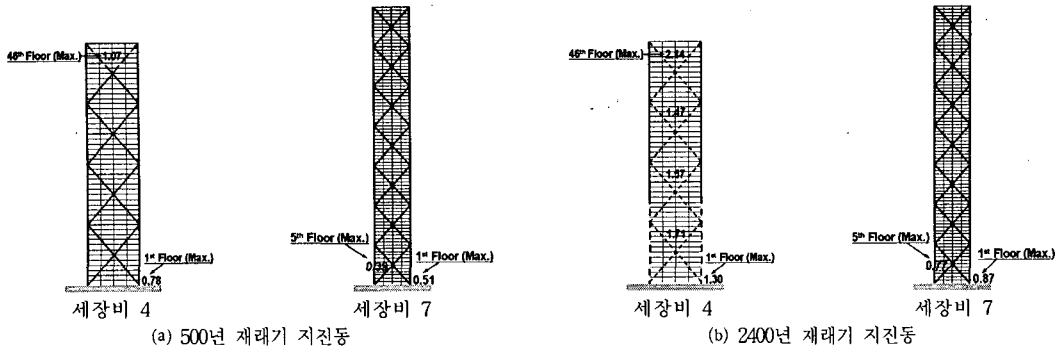


그림 2 (응답스펙트럼해석에 의한) 강도수요 대 보유강도 비의 분포 (—: 탄성부재, ...: 비탄성부재)

내진성능평가의 주요지표인 최대층간변위 제한과 관련하여 국내의 내진설계기준연구(II)에서는 사무소와 같은 일반건물의 경우 500년 재래기 지진에 대한 성능수준은 붕괴방지(Collapse Prevention, CP)를 목표로 하고 있다. 반면 FEMA 273에서는 500년 재래기 지진에 대해서 인명손상방지(Life Safety, LS), 2400년 재래기 지진에 대해서는 붕괴방지를 만족할 것을 요구하여 더욱 높은 내진성능수준을 목표로 하고 있다. 일반 철골가새골조의 경우에 FEMA 273에서는 (매우 주관적이고 정성적임을 전제하고) 층간변위가 0.5%, 1.5%, 2%를 초과하지 않으면, 각각 즉시입주(Immediate Occupancy, IO), 인명손상방지, 붕괴방지 수준으로 내진성능을 평가하고 있다.⁽¹²⁾ 이 제안을 참조할 때, 본 연구의 구조모델들은 500년 재래기 지진에서는 모두 0.5% 미만의 층간변위를 보이므로 “즉시입주”의 내진성능수준을 만족시키고 있다. 2400년 재래기 지진에 대해서도 세장비 6 이상의 경우에서 이와 같은 성능수준을 보이고 있다(표 3 참조). 그러나 세장비 4와 5의 경우는 2400년 재래기 지진에 의해 예상되는 비탄성거동으로 인하여 정확한 내진성능수준을 정확하게 평가할 수 없다.

표 3 FEMA 273규정에 근거한 (응답스펙트럼해석에 의한) 내진성능평가

| 세장비 | DBE | | MCE | |
|-----|--------|--------|-----------|--------|
| | 최대층간변위 | 성능평가수준 | 최대층간변위 | 성능평가수준 |
| 4 | 0.29% | IO | N.A.(비탄성) | ? |
| 5 | 0.25% | IO | N.A.(비탄성) | ? |
| 6 | 0.23% | IO | 0.46% | IO |
| 7 | 0.23% | IO | 0.47% | IO |

3.2 선형시간이력해석

지진가속도는 원래 스토캐스틱 프로세스(stochastic process)이다. 본 절에서는 지진가속도의 이러한 속성을 반영할 수 있도록 응답스펙트럼해석에서 전제된 지반조건과 동일한, 단단한 토사지반(S_0)에서 얻어지고, 견고한 지반에서의 표준지반운동의 최대비(maxima ratio)($PGV/PGA = 0.124s$, $PGD/PGV = 0.75s$)에 근접한 실제 지반가속도기록(표 4 참고)⁽¹⁹⁾ 및 SIMQKE⁽¹³⁾를 이용한 인공지진동을 각각 20 개씩을 앙상블(ensemble)로 하여 선형시간이력해석을 수행하여 내진성능을 평가하고자 하였다. 참고로 FEMA 273에서는 동적해석에서의 지반운동기록에 의한 평가방법을 두 가지로 나누고 있는데, 3개의 지반운동기록을 채용할 경우에는 최대값을, 7개의 지반운동기록을 채용할 경우에는 평균값을 해석결과로 채용하도록 하고 있다.⁽¹⁴⁾ 실제 지진가속도기록을 특정부지의 지진위험도에 부합하도록 조정하는 방법에는 여러 가지가 있지만 가장 널리 쓰이는 방법으로 최대지반가속도(Peak Ground Acceleration, PGA), 유효최대가속도(Effective Peak Acceleration, EPA), 탄성설계스펙트럼수요(Elastic Spectrum Demand, ESD)를 기준으로 조정하는 방법이다. 본 연구에서는 이러한 세 가지 방법들과 인공지진동을 사용하여 선형시간이력해석을 수행하였다.

3.2.1 최대지반가속도

그림 3은 500년 및 2400년 재래기 지진의 PGA와 부합하도록, 표 4의 지진가속도기록의 PGA를 각각 0.16g와 0.32g로 조정하여 선형시간이력해석을 통해 얻어진 강도수요 대 보유강도 비의 분포를 도시한 것이다. 시간이력해석에 의한 층전단력은 각 층의 기둥에서 발생하는 최대 전단력의 합을 이용하였고, 층간변위의 경우에는 해석에 사용된 시간간격마다 발생하는 층간변위를 구하여 각 층에서 발생하는 최대층간변위로서 산정하였다. 2400년 재래기 지진동의 세장비 4와 5의 모델의 경우에서 다소간의 비탄성거동이 예측되나, 탄성저항가능성이 응답스펙트럼해석에 비해 상당히 높게 나타나고 있

다. 강도수요 대 보유강도 비는 응답스펙트럼해석에 비해 플랜지기둥은 68 ~ 86%, 대각가새는 51 ~ 84%로서 낮게 평가되고 있다(그림 2와 3 참조).

표 4 선형시간이력해석에 사용된 지반가속도 앙상블

| Earthquake | Date | Component | PGV/PGA | PGD/PGV |
|--------------------|------------|-----------|---------|---------|
| Imperial Valley | 1979-10-15 | 225 | 0.229s | 0.625s |
| Kern County | 1952-07-21 | 021 | 0.100s | 0.605s |
| Kern County | 1952-07-21 | 111 | 0.100s | 0.514s |
| Landers | 1992-06-28 | 090 | 0.138s | 0.372s |
| Landers | 1992-06-28 | 360 | 0.199s | 0.831s |
| Loma Prieta | 1989-10-18 | 000 | 0.154s | 0.486s |
| Loma Prieta | 1989-10-18 | 285 | 0.129s | 0.584s |
| Taiwan SMART1 (45) | 1986-11-14 | NS | 0.150s | 0.455s |
| Victoria, Mexico | 1980-06-09 | 102 | 0.169s | 0.371s |
| Westmorland | 1981-04-26 | 315 | 0.175s | 0.488s |
| Duzce, Turkey | 1999-11-12 | 180 | 0.176s | 0.702s |
| Imperial Valley | 1979-10-15 | 352 | 0.096s | 0.576s |
| Imperial Valley | 1979-10-15 | 230 | 0.217s | 0.770s |
| Imperial Valley | 1979-10-15 | 140 | 0.144s | 0.518s |
| Imperial Valley | 1979-10-15 | 270 | 0.206s | 0.643s |
| Imperial Valley | 1979-10-15 | 000 | 0.233s | 0.356s |
| Kocaeli, Turkey | 1999-08-17 | 180 | 0.192s | 0.750s |
| Kocaeli, Turkey | 1999-08-17 | 330 | 0.182s | 0.821s |
| Loma Prieta | 1989-10-18 | 090 | 0.134s | 0.646s |
| Loma Prieta | 1989-10-18 | 270 | 0.189s | 0.592s |

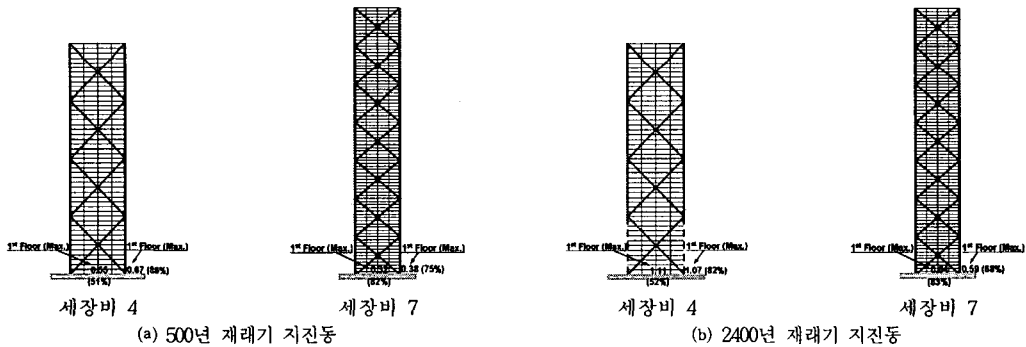


그림 3 (선형시간이력해석(최대지반가속도)에 의한 강도수요 대 보유강도 비의 분포 (—: 탄성부재, ...: 비탄성부재)

표 5 FEMA273규정에 근거한 (선형시간이력해석(최대지반가속도)에 의한 내진성능평가

| 세장비 | DBE | | MCE | |
|-----|--------|--------|------------|--------|
| | 최대층간변위 | 성능평가수준 | 최대층간변위 | 성능평가수준 |
| 4 | 0.34% | IO | N.A. (비탄성) | ? |
| 5 | 0.27% | IO | 0.54% | LS |
| 6 | 0.24% | IO | 0.48% | IO |
| 7 | 0.23% | IO | 0.45% | IO |

표 5는 FEMA 273에 근거하여 세장비별 내진성능평가 결과를 나타낸 것으로, 본 연구의 구조모델들은 500년 재래기 지진동에서는 모두 “즉시입주”의 내진성능수준을 만족시키고 있으며, 2400년 재래기 지진동에 대해서는 세장비 5에서는 “인명손상방지”수준을, 세장비 6 이상의 경우에는 “즉시입주”의 성능수준을 보이고 있다. 그러나 세장비 4의 경우는 2400년 재래기 지진동에 의해 예상되는 비탄성거동으로 인하여 정확한 내진성능수준을 정확하게 평가할 수 없다.

3.2.2 유효최대가속도

그림 4는 표 4의 지진가속도기록이 500년 및 2400년 재래기 지진의 EPA와 부합하도록 각각 0.16g와 0.32g로 조정하여 선형시간이력해석을 통해 얻어진 강도수요 대 보유강도 비의 분포를 도시한 것이다. 2400년 재래기 지진동의 세장비 4와 5의 모델의 경우에 비탄성거동이 예측되며, 응답스펙트럼해석에 비해 플랜지기둥은 “75 ~ 94%”, 대각가새는 “59 ~ 98%”의 강도수요 대 보유강도 비를 보여주고 있다(그림 2, 4 참조).

표 6은 FEMA 273에 근거한 내진성능평가 결과를 나타낸 것으로, 500년 재래기 지진동에서는 모두 “즉시입주”의 내진성능수준을 만족시키고 있으며, 2400년 재래기 지진동에 대해서도 세장비 6 이상의 경우에서 “인명손상방지”의 내진성능수준을 보이고 있으며, 세장비 4와 5의 경우에는 예상되는 비탄성거동으로 인하여 정확한 내진성능수준을 평가할 수 없다.

3.2.3 탄성설계스펙트럼수요

그림 5는 실제지반가속도가 구조물의 기본진동주기(T_1)에서의 탄성설계스펙트럼수요에 부합하도록 조정하는 방법으로, 실제 지진가속도 응답스펙트럼의 변동폭이 고려되도록 세 점($T_1-0.2$ sec, T_1 , $T_1+0.2$ sec)에서의 평균이 탄성설계스펙트럼과 일치되도록 하는 것이다. 이렇게 조정된 지진가속도를 입력지진동으로 선형시간이력해석을 수행하여 얻어진 강도수요 대 보유강도 비의 분포를 도시한 것이다. 응답스펙트럼해석에 비해 플랜지기둥은 “65 ~ 81%”, 대각가새는 “50 ~ 130%”의 강도수요 대 보유강도 비를 보여주고 있는데 이러한 결과는 건물이 초고성을 나타낼수록 장주기를 갖게 되는데, 실제 지진가속도는 장주기에서 탄성설계스펙트럼에 비해 대부분 낮게 위치한다. 따라서 이와 같은 방법으로 지진가속도를 조정하여 입력지진동으로 사용할 경우, 초고층성일 뚜렷해질수록 본 연구에서의 해석방법들에 비해 보수적인 결과를 얻을 수 있을 것이다(그림 2, 3, 4, 5 참조).

표 7은 FEMA 273에 근거한 내진성능평가 결과를 나타낸 것으로, 500년 재래기 지진동에서는 모두 “즉시입주”의 내진성능수준을 만족시키고 있으나, 2400년 재래기 지진동에 대해서도 세장비 4와 7의 경우에는 “인명손상방지”의 내진성능수준을 보이고 있으나, 세장비 5와 6에서는 예상되는 비탄성거동으로 인하여 정확한 내진성능을 평가할 수 없다.

3.2.4 인공지진동

그림 6은 인공지진동을 입력지진동으로 하여 시간이력해석을 통해 얻어진 강도수요 대 보유강도 비의 분포를 도시한 것이다. 응답스펙트럼해석에 비해 플랜지기둥은 “57 ~ 91%”, 대각가새는 “46 ~ 81%”의 강도수요 대 보유강도 비를 보여주고 있다 (그림 2, 6 참조). 인공지진동에 의한 해석결과는 500년 재래기 지진동에서의 본 연구의 구조모델 모두 탄성거동 가능성을 나타내고 있을 뿐만 아니라, 2400년 재래기 지진동에 대해서도 탄성적으로 저항할 수 있는 가능성이 높게 나타나고 있다.

FEMA273에 근거한 내진성능평가에서도 500년 재래기 지진동에 대해서는 500년 재래기 지진동에 대해서는 즉시입주 수준을 나타내고 있으며, 2400년 재래기 지진동에 대해서 세장비 4의 경우는 예상되는 비탄성거동으로 인하여 정확한 내진성능수준을 평가할 수 없으나, 세장비 5에서는 “인명손상방지”의 성능수준을, 세장비 6이상에서는 “즉시입주”의 성능수준을 보이고 있다.

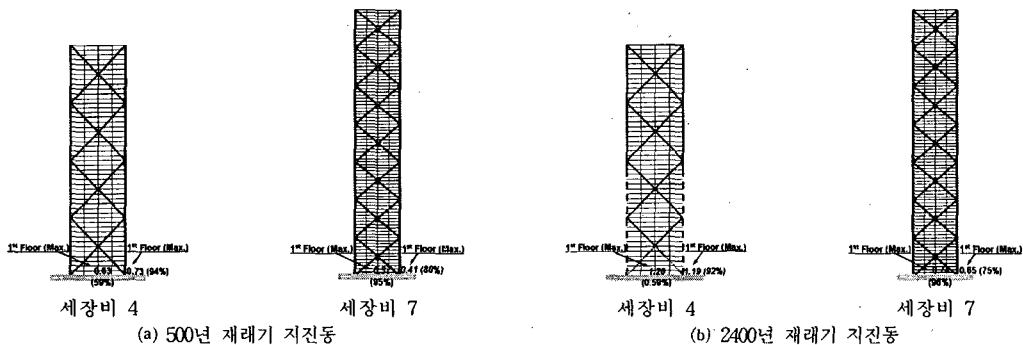


그림 4 (선형시간이력해석(유효최대가속도)에 의한) 강도수요 대 보유강도 비의 분포 (—: 탄성부재, …: 비탄성부재)

표 6 FEMA273규정에 근거한 (선형시간이력해석(유효최대가속도)에 의한 내진성능평가

| 세장비 | DBE | | MCE | |
|-----|--------|--------|------------|--------|
| | 최대층간변위 | 성능평가수준 | 최대층간변위 | 성능평가수준 |
| 4 | 0.40% | IO | N.A. (비탄성) | ? |
| 5 | 0.31% | IO | N.A. (비탄성) | ? |
| 6 | 0.29% | IO | 0.57% | LS |
| 7 | 0.27% | IO | 0.54% | LS |

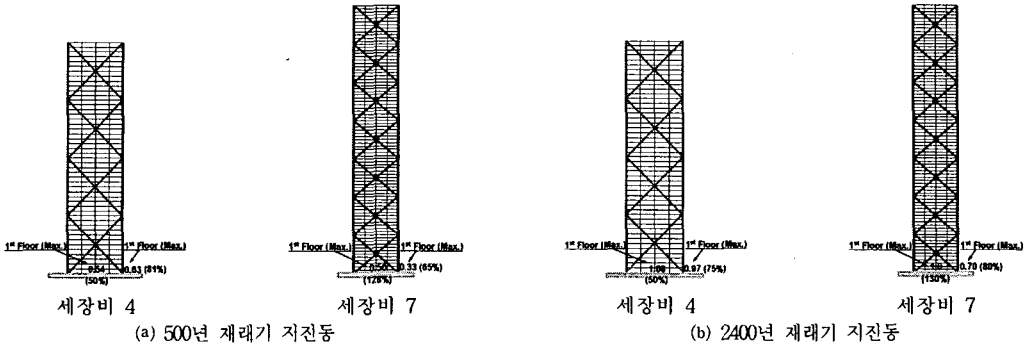


그림 5 (선형시간이력해석(탄성설계스펙트럼수요)에 의한 강도수요 대 보유강도 비의 분포 (—: 탄성부재, ...: 비탄성부재)

표 7 FEMA273규정에 근거한 (선형시간이력해석(탄성설계스펙트럼수요)에 의한 내진성능평가

| 세장비 | DBE | | MCE | |
|-----|--------|--------|------------|--------|
| | 최대층간변위 | 성능평가수준 | 최대층간변위 | 성능평가수준 |
| 4 | 0.31% | IO | 0.62% | LS |
| 5 | 0.27% | IO | N.A. (비탄성) | ? |
| 6 | 0.29% | IO | N.A. (비탄성) | ? |
| 7 | 0.32% | IO | 0.63% | LS |

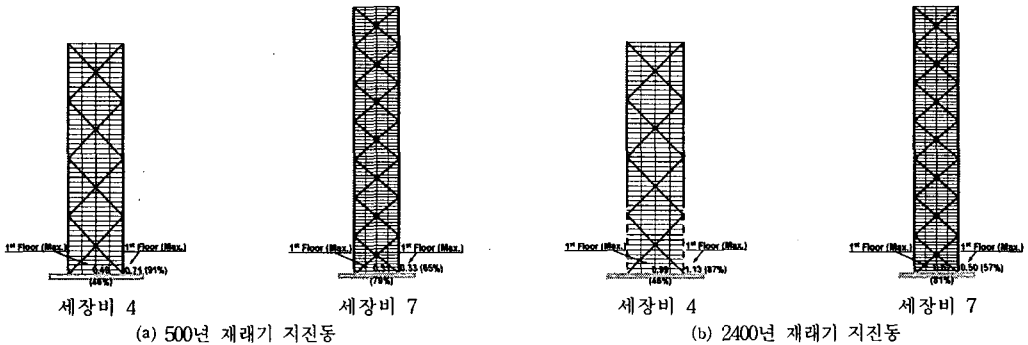


그림 6 (선형시간이력해석(인공지진동)에 의한 강도수요 대 보유강도 비의 분포 (—: 탄성부재, ...: 비탄성부재)

표 8 FEMA273규정에 근거한 (선형시간이력해석(인공지진동)에 의한 내진성능평가

| 세장비 | DBE | | MCE | |
|-----|--------|--------|------------|--------|
| | 최대층간변위 | 성능평가수준 | 최대층간변위 | 성능평가수준 |
| 4 | 0.37% | IO | N.A. (비탄성) | ? |
| 5 | 0.26% | IO | 0.52% | LS |
| 6 | 0.21% | IO | 0.41% | IO |
| 7 | 0.19% | IO | 0.38% | IO |

4. 요약 및 결론

본 연구에서는 태풍을 받는 강풍대에 속하면서 중/약진대에 속하는 국내의 상황에서 초고층 철골중심가새골조의 탄성 설계 및 한정연성도 설계의 가능성을 평가하기 위한 것으로, 본 연구의 결과를 요약하면 다음과 같다.

1. 양호하게 내풍설계된 철골조 초고층 중심가새골조의 경우 상당한 시스템초과강도를 갖고 있음을 확인하였다.
2. 응답스펙트럼해석법에 의한 때, 세장비 4 정도의 철골조 중심가새골조 조차도 500년 재래기의 지진은 즉시입주 가능한 수준에서 저항할 수 있었고, 세장비 6 이상인 경우는 2400년 재래기 지진동에 대해서도 즉시입주 가능한 내진성능을 나타냈다. 세장비가 작을 경우 (본 연구의 경우 5 이하), 2400년 재래기 지진동에 대해서 상당한 비탄성거동이 예견된다.
3. 선형시간이력해석의 경우에도 본 연구에서 사용된 기준들에 따라 조정된 각각의 실제 지진가속도를 입력지진동으로 한 경우에는 응답스펙트럼해석법에 비해 전체적으로 낮은 내진성능을 나타내었으며, 인공지진동의 경우에는 가장 높은 내진성능을 나타내었다.
4. 또한 실제 지진가속도에 대해서는 응답스펙트럼해석과 같이 세장비가 작을 경우, 비탄성 거동이 예견되었으며, 본 연구에서의 선형시간이력해석결과는 응답스펙트럼해석에 비해 플랜지기둥의 경우에 75 ~ 87%, 대각가새의 경우에 46 ~ 130%의 값을 나타내고 있다.
5. 따라서 설계의 측면에서는 시간이력해석에 의한 설계는 시간과 노력이 많이 소요되고, 여기에 지진의 불확실성까지 고려한다면, 간단한 계산과정을 거치는 응답스펙트럼해석결과를 사용하여도 충분히 보수적인 결과를 얻을 수 있을 것으로 사료된다.

감사의 글

본 연구는 건설교통부가 출연하고 한국건설교통기술평가원에서 위탁시행한 2003년도 건설핵심기술연구개발사업(03산학연 C103A1040001-03 A0204-00110)에 의한 것입니다.

참고 문헌

1. 한국지진공학회, “내진설계기준연구(II)”, 건설교통부, 1997.
2. 대한건축학회, “건축물 하중기준 및 해설”, 태림문화사, 2000.
3. 대한건축학회, “한계상태설계기준에 의한 강구조설계 예제집”, 2002.
4. 이철호, 김선웅, “중진대의 지진환경하에서 내풍설계된 초고층 철골조 중심가새골조의 지진응답해석 및 내진성능평가”, 한국지진공학회 논문집, 제 9권, 제 1호, 2005.2, pp.33-42.
5. AISC, “Manual of Steel Construction: Load and Resistance Factor Design,” Third Edition, 2001.
6. ATC, “Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings,” prepared by Applied Technology Council, 1984.
7. Chopra, A.K., “Dynamics of Structures,” Prentice Hall, Second Edition, 2001.
8. CSI, “SAP2000 Analysis Reference”.
9. CTBUH, “Structural Systems for Tall Buildings,” McGraw-Hill, 1994.
10. Der Kiureghian, “A Response Spectrum Method for Random Vibration Analysis of MDF Systems,” Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 9, 1981, pp.419-435.
11. Englekirk, R.E., “Highrise Design Considerations in Regions of Moderate Seismicity,” Korea University, Special Lecture, 1996.
12. Federal Emergency Management Agency, “NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings (FEMA Publication 273),” 1997.
13. Gasparini, D.A. and Vanmarcke, E.H., “SIMQKE User’s Manual and Document,” Division of Advanced Environmental Research and Technology, Massachusetts Institute of Technology, 1976.
14. Gergely, P., “R/C Buildings in Moderate Seismic Zone: Progress and Problems in Evaluation and Design,” Proc. of Tom Paulay Symposium, UCSD, USA, 1995.
15. NBCC, “NBC 1995 Structural Commentaries (Part 4)”.
16. Segui, W.T., “LRFD Steel Design,” Thomson, Third Edition, 2003.
17. Tremblay, R. “Achieving a Stable Inelastic Seismic Response for Multi-Story Concentrically Braced Steel Frames,” Engineering Journal, Vol.40, No.2, 2002, pp.111-130.
18. Uang, C.M. and Maarouf A., “Evaluation of Displacement Amplification Factor for Seismic Design Provisions,” 1992.
19. <http://peer.berkeley.edu/smcat>