

내풍설계된 철골조 초고층건물의 선형동적해석에 의한 내진성능평가 Seismic Performance Evaluation of Wind-Designed Steel Highrise Buildings Based on Linear Dynamic Analysis

이 철 호*
Lee, Cheol-Ho

김 선 웅**
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 time history analysis method, seismic performance evaluation was conducted for wind-designed concentrically braced steel highrise buildings. Input ensemble was normalized to be compatible with expected peak ground acceleration. 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. The time history analysis tended to significantly underestimated the seismic response as compared to response spectrum analysis. Further detailed studies regarding selection and scaling scheme of input ground motions is needed.

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.⁽⁵⁾ 일반 엔지니어의 경우 두 하중 사이의 이러한 “겉보기 크기”를 근거로 풍하중에 대한 설계에만 치중할 뿐, 내진성능에 대한 검증을 생략하거나 간략히 취급하는 경향이 있다. 그러나 다음과 같은 점이 간과되어서는 곤란하다. 지진하중을 반응수정계수로서 나누어 풍하중과 비교하였다면, 지진하중하에서 구조시스템의 비탄성거동에 의한 에너지소산을 전제한 것이므로, 그 반응수정계수에 부합되는 시스템 연성도(system ductility)를 발휘할 수 있는 소성변형능력을 보유하고 있는지를 해석적으로 확인해야 한다. 또한 해석에서 예견된 비탄성변형 패턴에 부합되게 구조시스템과 접합부가 설계 및 시공되어야 한다. 통상 국내에서 지어지는 철골조 고층건물의 가새시스템은 거의가 중심가새골조(Concentrically Braced Frames, CBFs)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.⁽¹⁸⁾

1990년대 이후 미국의 중부 및 동부, 유럽의 일부, 중국, 호주 등에 내진설계가 도입되면서 중진대에서의 내진설계가 문제로 대두되고 있으나, 중진지역 내진설계와 관련하여 합의된 방안이 아직 존재하지 않는다.⁽¹⁵⁾ 중/약진대로 분류되는 국내의 경우 철골조 초고층 중심가새골조의 내진안전성을 확보하는 효과적인 전략으

* 정회원, 서울대학교 건축학과, 부교수

** 학생회원, 서울대학교 건축학과, 박사과정

로, 신뢰도가 떨어지는 비탄성거동에 의한 에너지소산이 아니라, 충분한 강성과 강도를 확보하여 탄성거동이 유지되도록 설계하는 방안을 생각할 수 있다. 그 근거는 다음과 같다. 이미 모두에서 언급한 바와 같이, 중/약진대의 경우 설계용 지진가속도의 크기 자체가 이미 작고 초고층건물의 진동주기는 스펙트럼의 변위영역에 속할 정도로 매우 길므로, 초고층건물에 작용하는 지진력 크기는 매우 작아진다. 특히 자중이 적게 나가는 철골조건물의 경우는 초고층화할수록 지진력의 크기는 상대적으로 작아지고 풍하중은 증대되어 설계풍력의 크기가 "elastic seismic spectral demand"에 육박할 수도 있을 것으로 사료된다. 양호하게 내풍설계된 철골조 초고층 중심가새건물의 내진설계는 가새시스템을 "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(응답스펙트럼해석 및 시각력해석)에 의해 내풍설계된 철골조 초고층건물의 내진성능을 평가하고자 하였다.

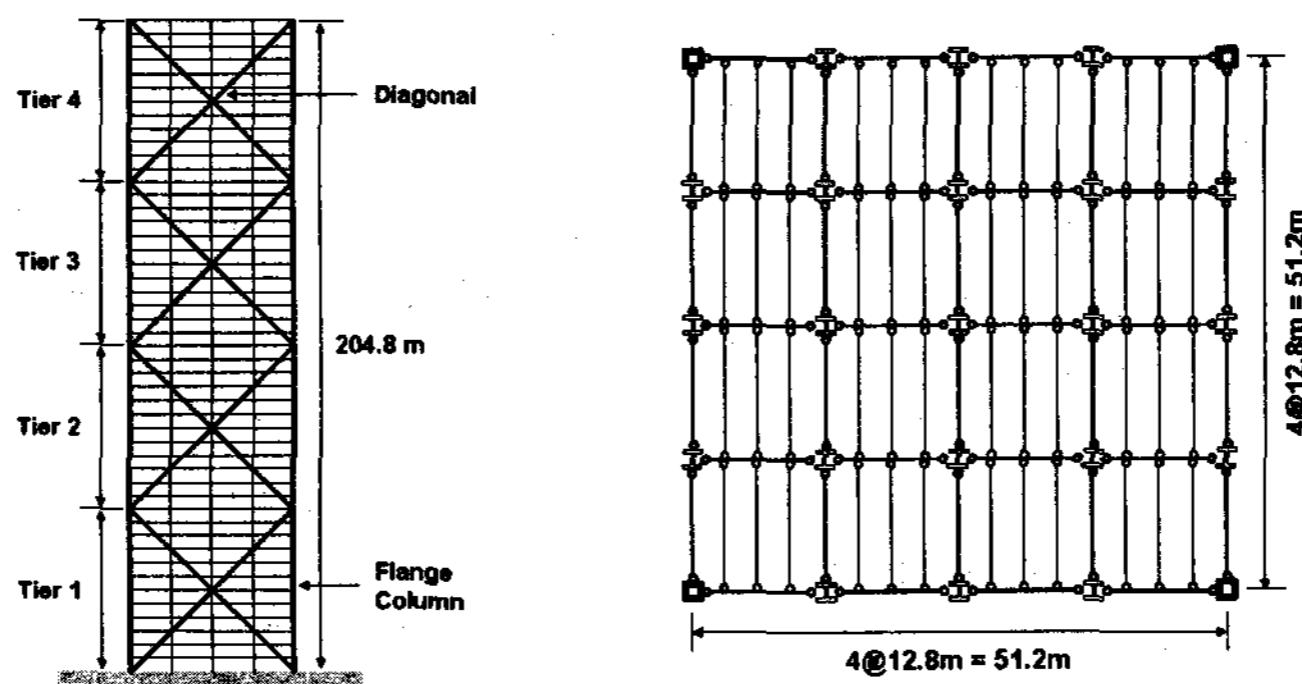
2. 초고층 철골조 중심가새골조의 내풍설계

본 연구에서는 내풍설계만 반영된 철골조 초고층 구조물의 내진성능평가를 위해 표 1에 제시된 풍하중 설계조건을 적용하여 설계하였다.⁽³⁾ 구조시스템은 강성과 강도 확보에 가장 효율성이 높은 메가 중심가새골조로 계획하였다. 초고층성에 따른 거동특성을 파악하기 위해 4(204.8 m, 48 층) ~ 7(358.4 m, 84 층) 범위의 세장비(H/D)를 갖도록 한계상태설계기준(AISC-LRFD 2001)을 적용하여 철골조 초고층 중심가새골조를 설계하였다(그림 1 참조).⁽⁶⁾ 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.⁽¹²⁾ 이 부재들은 좌굴에 대한 저항력이 우수한 각형강관을 조립재로서 설계하였고, 수직하중만을 지지하는 보와 기둥은 압연H형강으로 설계하였다[사용강종은 모두 SM490A TMC ($F_y = 3.3 \text{ tf/cm}^2$)].⁽²⁾ 큰 보와 작은보는 합성보로서 설계하는 것으로 가정하였다(표 2 참조).⁽¹⁷⁾ 모든 접합부는 단순접합으로 처리하여 접합비용을 최소화하고자 하였다.

표 1 풍하중 산정조건

풍하중패턴	구 분	수 치	비 고
풍하중	설계기본풍속(V_o)	30(m/sec)	서울(노풍도 B)
	지형에 의한 풍속할증계수(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⁾

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



(a) 입면도(세장비 4의 경우)

(b) 구조평면도

그림 1 철골 중심가새골조의 구조평면도 및 입면도

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			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	H-750X265X12X16
	작은보	W16X45	H-400X200X8X13
4	중력기둥	W14X132	H-374X374X17X27
5		W14X159	H-381X397X19X31
6		W14X211	H-399X402X25X40
7		W14X257	H-417X407X30X48

구조물의 사용성 확보를 위해 지붕층변위 및 층간변위를 각각 건물고 및 층고의 1/500 이내로 하고, 강관의 국부좌굴방지를 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 탄성적인 거동 가능성을 증대시킬 것이다. 또한 일반적으로 초고층건물의 경우에 강풍이 유발하는 풍진도 가속도에 의해 풍직각방향에 의한 진동이 사용성에 문제를 발생시키는데, 본 연구의 구조모델은 NBCC 1995 기준의 풍하중 상세산정과정(detailed procedure)에 의해 산출된 풍진동 가속도는 사용성기준을 모두 만족하였다.⁽⁵⁾

3. 선형동적해석에 의한 내진성능평가

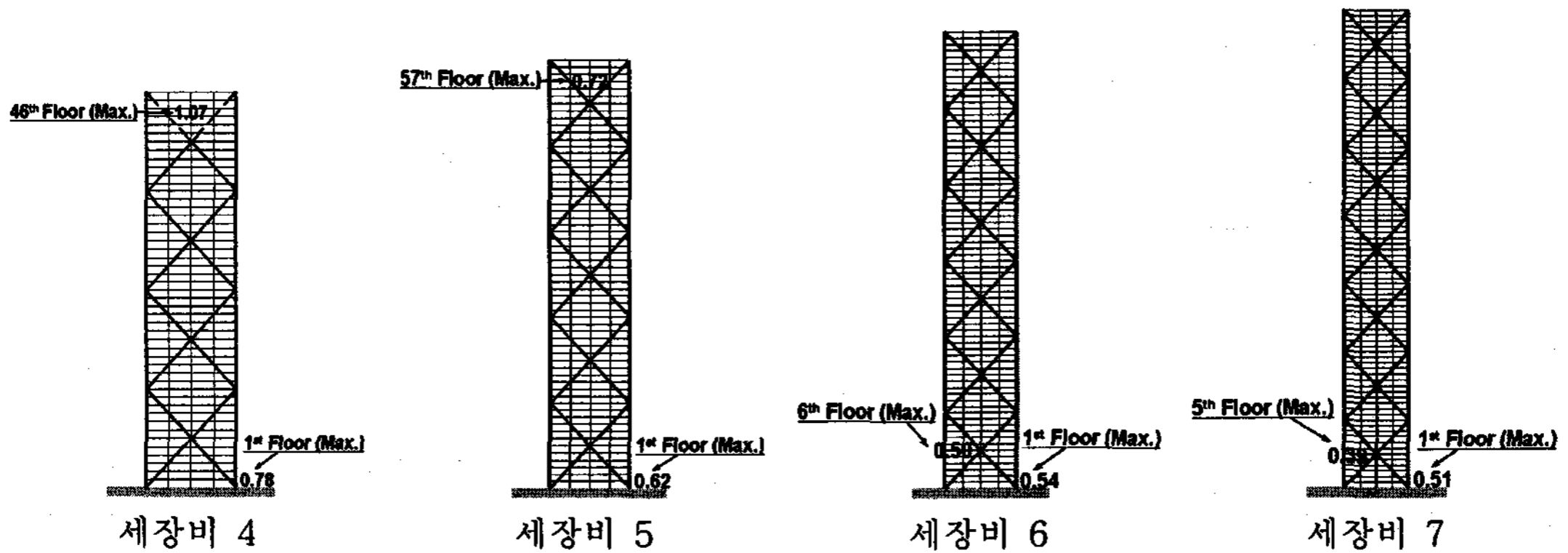
구조물의 목표성능 평가에 앞서 구조물의 내진성능이 평가되어야 하는데, 이를 위한 내진성능평가방법으로는 선형정적해석 (Linear Static Procedure), 비선형정적해석 (Nonlinear Static Procedure), 선형동적해석 (Linear Dynamic Procedure), 비선형동적해석 (Nonlinear Dynamic Procedure) 등으로 구분할 수 있다. 본 연구는 구조모델의 탄성거동에 대한 가능성을 파악하기 위해 선형동적해석법인 응답스펙트럼해석법과 선형시간이력해석법을 통하여 그 타당성을 살펴보고자 한다.

3.1 응답스펙트럼해석

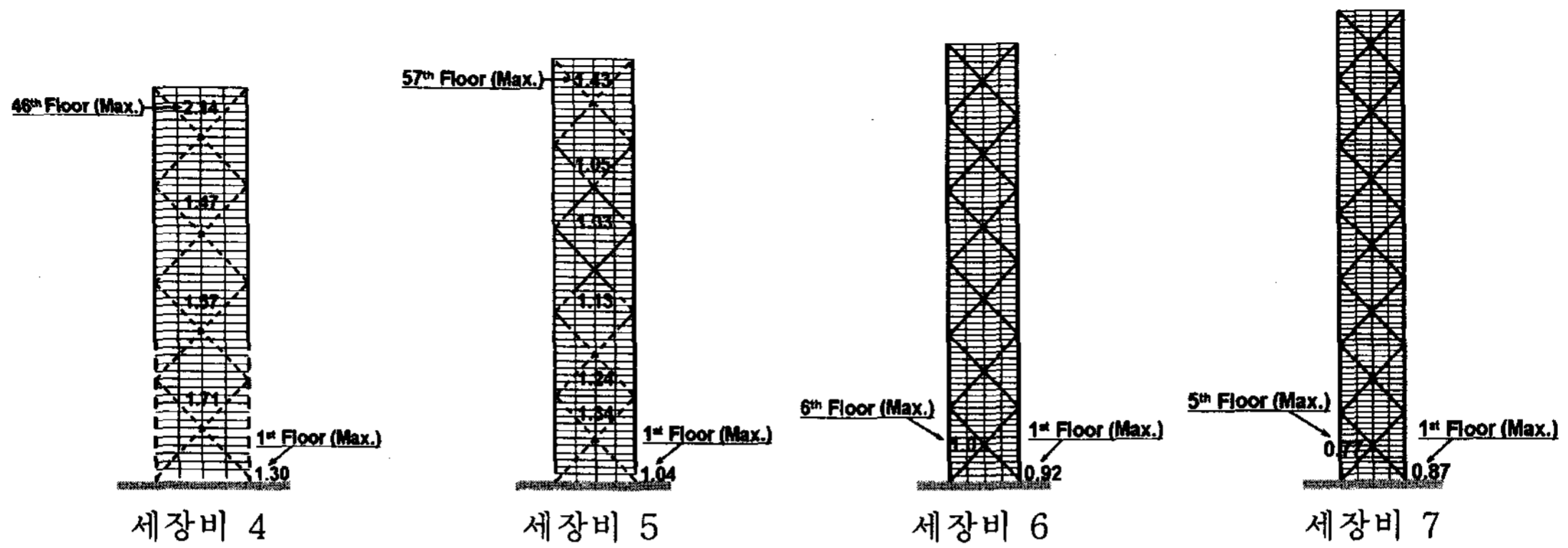
응답스펙트럼해석은 건교부 설계스펙트럼의 500년 및 2400년 재래기 지진동을 입력스펙트럼으로하여 지진 하중에 대한 저항요소인 플랜지기둥 및 대각가새의 “strength demand-to-strength capacity” 해석을 수행하였다. 즉 강도수요 (strength demand)는 구조시스템의 탄성거동을 가정하고 입력스펙트럼에 대해 SRSS() 해석을 수행하여 얻는다. 표 2에 정리된 부재의 보유강도(strength capacity)는 한계상태규준의 압축재(플랜지기둥) 및 휨-압축재(대각가새) 강도산정식에 의해 얻을 수 있다. 따라서 다음의 식 1을 만족하는 부재는 탄성상태에 있게 될 것이다. “강도수요 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, “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) 및 (b)는 각각 500년, 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 항복보다는 충전단력에 저항하고 있는 대각가새의 항복이 두드러짐을 알 수 있다. 세장비가 6을 초과하는 경우는 MCE급 2400년 지진에 대해서도 탄성적으로 저항할 수 있음을 보여준다. 이는 이미 언급한 바와 같이 초고층성이 증가해질수록 기본진동주기의 장주기화로 인해 지진스펙트럼가속도가 상당히 저감되고 내풍설계의 사용성조건을 만족시키는 과정에서 상당한 시스템 초과강도가 유입되기 때문이다.



(a) 500년 재래기 지진동



(b) 2400년 재래기 지진동

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 지진동에 대해서 인명손상방지(Life Safety, LS), 2400년 재래기 지진동에 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.⁽¹⁴⁾ 이 제안을 참조할 때, 본 연구의 구조모델들은 500년 재래기 지진동에서는 모두 0.5% 미만의 층간변위를 보이므로 “즉시입주”의 내진성능수준을 만족시키고 있다. 2400년 재래기 지진동에 대해서도 세장비 6 이상의 경우에서 이와 같은 성능수준을 보이고 있다 (표 3 참조). 그러나 세장비 4와 5의 경우는 2400년 재래기 지진동에 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

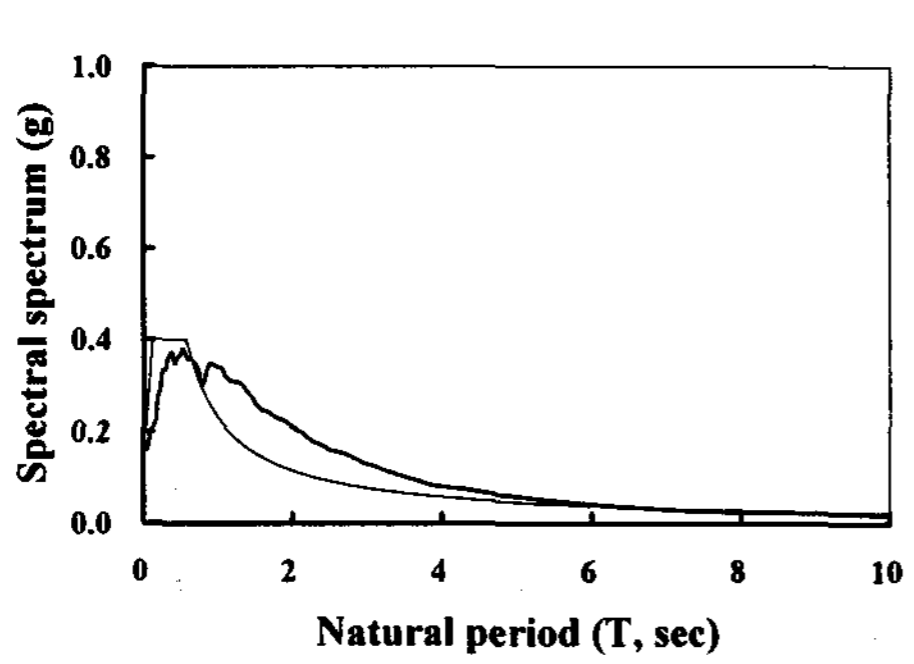
지진가속도는 원래 스토캐스틱 프로세스(stochastic process)이다. 본 절에서는 지진가속도의 이러한 속성을 반영할 수 있도록 20개의 실제 지진가속도기록을 앙상블(ensemble)로 하여 선형시간이력해석을 수행하여 내진성능을 평가하고자 하였다.

선형시간이력해석에 사용될 지진동은 응답스펙트럼해석에서 전제한 지반조건과 동일한, 단단한 토사지반(S_d)에서 얻어진 지반가속도 20개를 선정하였다 (표 4 참고, 출처). 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 스케일링하는 방법에는 여러 가지가 있지만 가장 널리 쓰이는 방법중에 하나가 예상 최대지반가속도(PGA)를 기준으로 스케일하는 방법이다. 본 연구에서도 우선 이 방법을 사용하였다. 즉 500년 및 2400년 재래기 지진의 PGA와 부합하도록, 표 4의 20개 지진가속도기록의 PGA를 각각 0.16g와 0.32g로 조정하여 해석하였다. 그림 3은 건교부스펙트럼(Newmark spectrum에 상당)과 조정

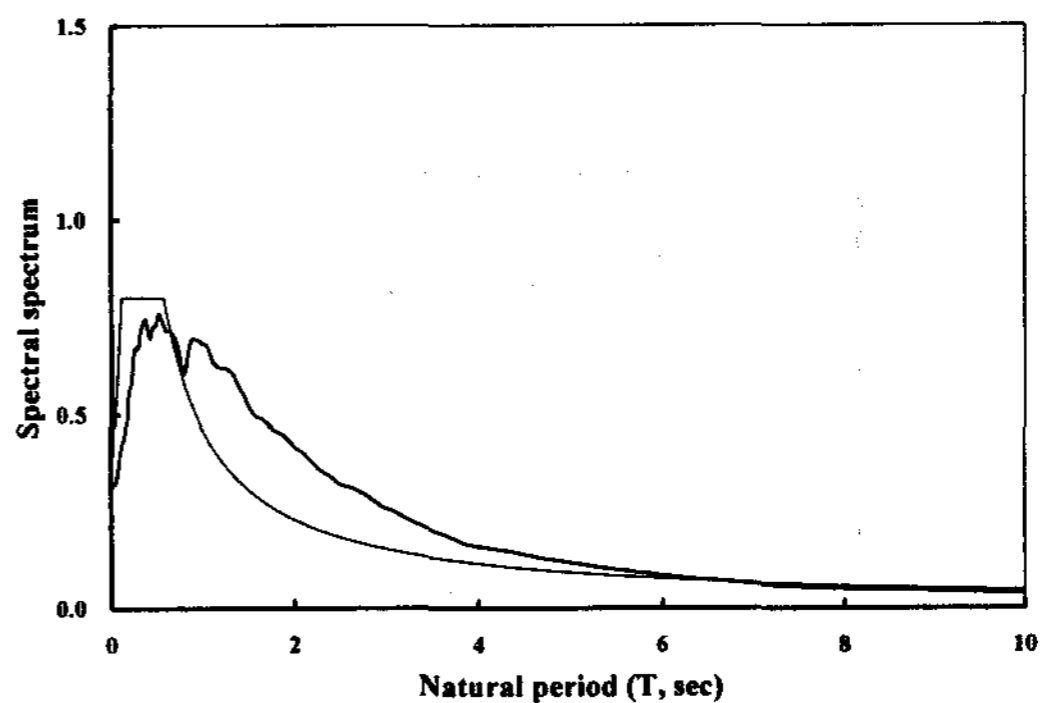
된 지진가속도 기록에 의한 평균스펙트럼을 비교한 것으로서, 속도영역에서 평균스펙트럼값이 다소간 큰 값을 보이고 있다.

표 4 선형시간이력해석에 사용된 지반가속도 양상블

지진동	발생일자	성분
Cape Mendocino	1992.4.25	EUR000
Coalinga	1983.5.2	H-COH090
Kern County	1952.7.21	TAF021
Kern County	1952.7.21	TAF111
Landers	1992.6.28	DSP090
Landers	1992.6.28	YER360
Superstintn Hills	1987.11.24	B-WLF315
Taiwan SMART1	1986.5.20	40007EW
Taiwan SMART1	1986.11.14	45012NS
Victoria, Mexico	1980.6.09	CHI102
Coalinga	1983.7.22	D-PVY135
Imperial Valley	1940.5.19	I-ELC180
Imperial Valley	1979.10.15	H-DLT352
Mammoth Lakes	1980.5.27	L-CVK180
Morgan Hill	1984.4.24	G04360
Northridge	1994.1.17	ARL360
Northridge	1994.1.17	CEN245
Northridge	1994.1.17	RO3000
Northridge	1994.1.17	CNP106
Whittier Narrows	1987.10.1	A-LUR180



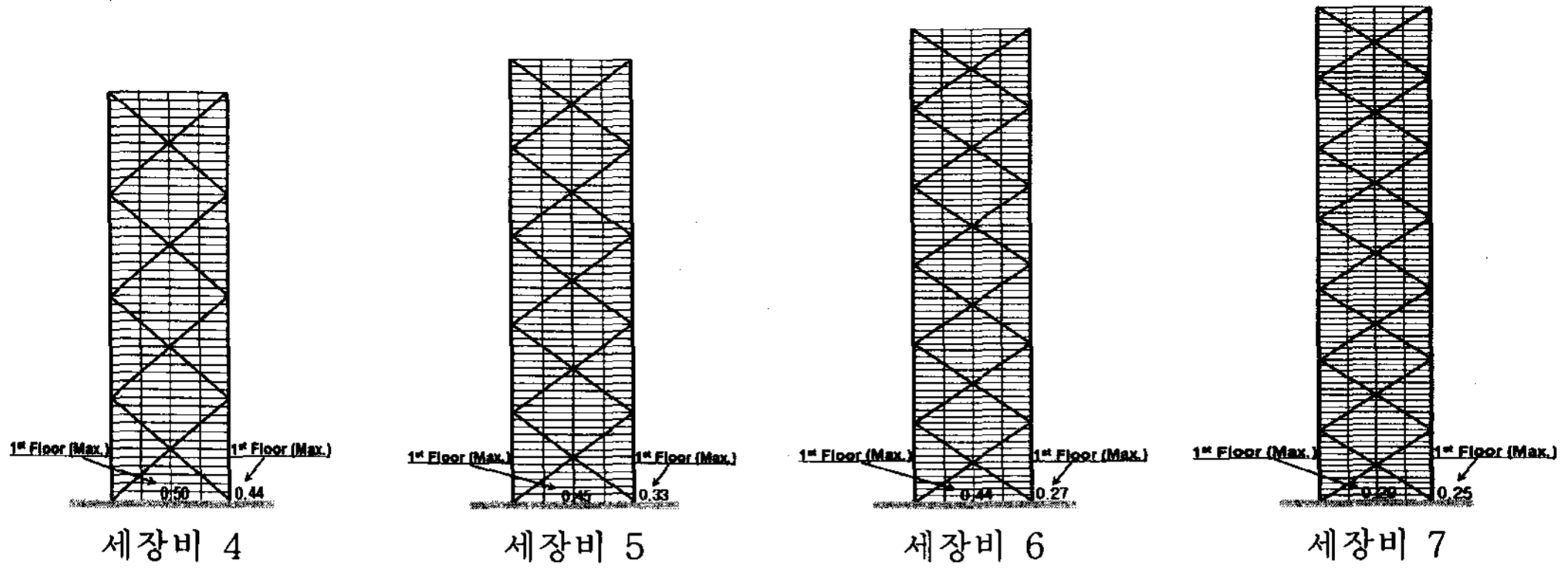
(a) 500년 재래기 지진동



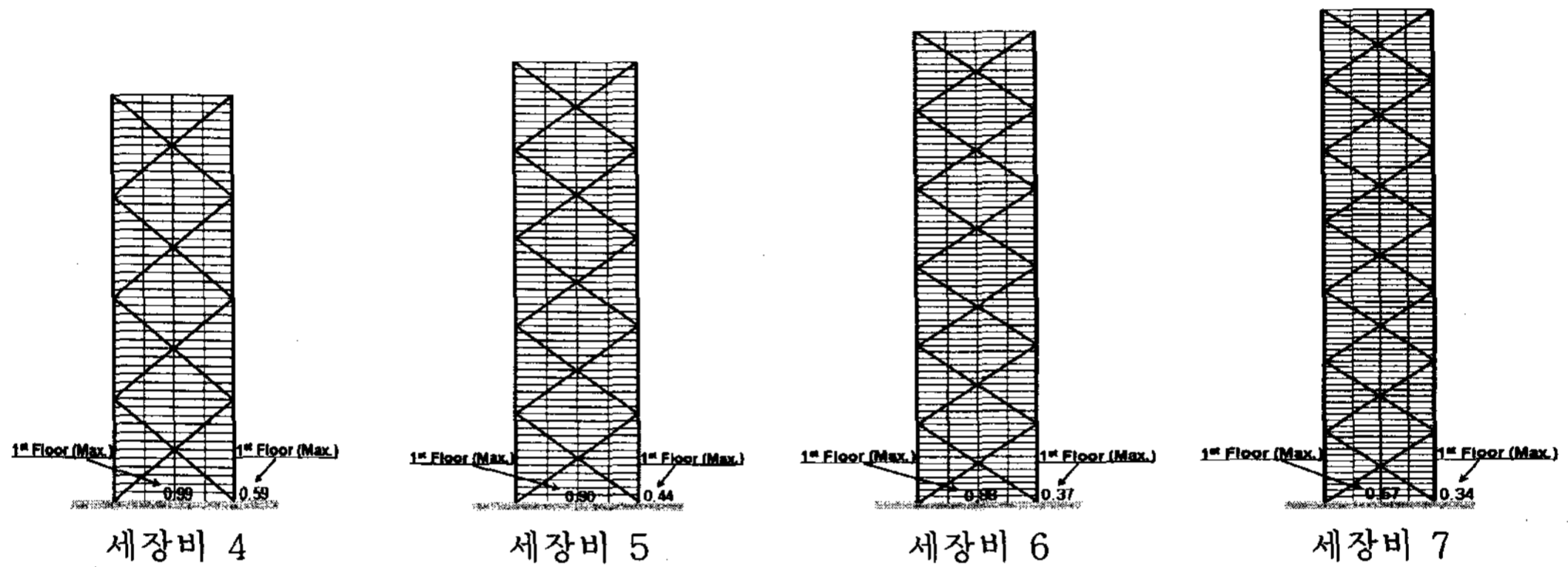
(b) 2400년 재래기 지진동

그림 3 설계응답스펙트럼 대 지반운동기록의 가속도 응답스펙트럼

그림 4는 500년 및 2400년 재래기 지진동에 대한 선형시간이력해석을 통해 얻어진 “strength demand-to-strength capacity ratio”의 분포를 도시한 것이다. 응답스펙트럼해석에서는 세장비 4와 5의 모델의 경우에 플랜지 기둥 및 대각가새의 비탄성거동이 예측되었으나, 시간이력해석결과는 500년 및 2400년 재래기의 지진동에 대해 모두 탄성적으로 저항할 수 있음을 나타내고 있다 (그림 2와 4 참조).



(a) 500년 재래기 지진동



(b) 2400년 재래기 지진동

그림 4 (선형시간이력해석에 의한) 강도수요 대 보유강도 비의 분포

표 5는 FEMA 273에 근거하여 세장비별 내진성능평가 결과를 나타낸 것으로, 본 연구의 구조모델들은 500년 및 2400년 재래기 지진동에 대해 모두 0.5% 미만의 층간변위로서 “즉시입주” 수준의 내진성능을 나타내고 있다. 이상의 결과를 종합하면, PGA를 기준으로 조정된 지진가속도입력에 의한 동적해석결과는 응답스펙트럼해석결과보다 응답치를 훨씬 과소평가한다. 가령 층간변위비의 경우 60%선에 불과하다. 이러한 결과가 본 연구에서 사용된 지진가속도기록의 특성에 기인한 것인지, 또는 지진가속도기록의 스케일링방법 때문인지 등의 여부는 좀 더 면밀한 검토가 필요하다.

표 5 FEMA273규정에 근거한 (선형시간이력해석에 의한) 내진성능평가

세장비	DBE		MCE	
	최대층간변위	성능평가수준	최대층간변위	성능평가수준
4	0.16%	IO	0.33%	IO
5	0.15%	IO	0.30%	IO
6	0.12%	IO	0.25%	IO
7	0.12%	IO	0.25%	IO

4. 요약 및 결론

본 연구에서는 태풍을 받는 강풍대에 속하면서 중/약진대에 속하는 국내의 상황에서 초고층 철골중심가새골조의 내진

설계 또는 내진성능평가를 어떻게 접근할 것인가 하는 관점에서 문제를 고찰한 본 연구의 결과를 요약하면 다음과 같다.

1. 양호하게 내풍설계된 철골조 초고층 중심가새골조의 경우 상당한 시스템초과강도를 갖고 있음을 확인하였다.
2. 응답스펙트럼해석법에 의할 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. 그러나 선형시간이력해석의 경우에는 응답스펙트럼해석과 달리 500년 및 2400년 재래기 지진동에 대해 모두 탄성적으로 저항하였으며, 즉시입주 가능한 내진성능을 나타내었다. 즉 PGA를 기준으로 조정된 지진가속도입력에 의한 시각력해석결과가 응답스펙트럼에 의한 그것보다 훨씬 낙관적인 결과를 보여주고 있다. 따라서 설계의 측면에서는 응답스펙트럼해석에 의한 것이 보수적인 결과를 얻을 수 있다. 이러한 결과가 본 연구에서 사용된 지진가속도기록의 특성에 기인한 것인지, 또는 지진가속도기록의 스케일링방법 때문인지 등의 여부는 좀 더 면밀한 검토가 필요하다.

감사의 글

본 연구는 건설교통부가 출연하고 한국건설교통기술평가원에서 위탁시행한 2003년도 건설핵심기술연구개발사업(03산학연C103A1040001-03 A0204-00110)에 의한 것입니다.

참고 문헌

1. 한국지진공학회, "내진설계기준연구(II)", 건설교통부, 1997.
2. 김종락외 3인, "용접구조용 압연강재의 제성질에 관한 통계적 연구", 한국강구조학회 학술발표논문집, 1999. 6.
3. 대한건축학회, "건축물 하중기준 및 해설", 태림문화사, 2000.
4. 대한건축학회, "한계상태설계기준에 의한 강구조설계 예제집", 2002.
5. 이철호, 김선웅, "중진대의 지진환경하에서 내풍설계된 초고층 철골조 중심가새골조의 지진응답해석 및 내진성능평가", 한국지진공학회 논문집, 제 9권, 제 1호, 2005.2, pp.33-42.
6. AISC, "Manual of Steel Construction: Load and Resistance Factor Design," Third Edition, 2001.
7. ATC, "Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings," prepared by Applied Technology Council, 1984.
8. Chopra, A.K., "Dynamics of Structures," Prentice Hall, Second Edition, 2001.
9. CSI, "SAP2000 Analysis Reference".
10. CTBUH, "Structural Systems for Tall Buildings," McGraw-Hill, 1994.
11. Der Kiureghian, "A Response Spectrum Method for Random Vibration Analysis of MDF Systems," Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 9, 1981, pp.419-435.
12. Englekirk, R.E., "Highrise Design Considerations in Regions of Moderate Seismicity," Korea University, Special Lecture, 1996.
13. Englekirk, R.E., "Steel Structures: Controlling Behavior Through Design," John Wiley & Sons, 1994.
14. Federal Emergency Management Agency, "NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings (FEMA Publication 273)," 1997.
15. Gergely, P., "R/C Buildings in Moderate Seismic Zone: Progress and Problems in Evaluation and Design," Proc. of Tom Paulay Symposium, UCSD, USA, 1995.
16. NBCC, "NBC 1995 Structural Commentaries (Part 4)".
17. Segui, W.T., "LRFD Steel Design," Thomson, Third Edition, 2003.
18. 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.