

중진대 철골조 초고층 건물의 탄성내진설계

Elastic Seismic Design of Steel Highrise Buildings in Regions of Moderate Seismicity

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

ABSTRACT

Seismic performance evaluation was conducted for four wind-designed concentrically braced steel highrise buildings in order to check the feasibility of designing steel highrise buildings per elastic seismic design criterion (or strength and stiffness solution) in the regions of strong wind and moderate seismicity. The pushover analysis results revealed that the wind-designed highrise buildings possess significantly increased elastic seismic capacity due to the overstrength resulting from the wind serviceability criterion. The strength demand-to-capacity study showed that, due to the wind-induced overstrength, highrise buildings with a slenderness ratio of larger than four or five can withstand elastically even the maximum considered earthquake at the performance level of immediate occupancy. Based on the analytical results of this study, practical elastic seismic design procedure for steel highrise buildings in the regions of moderate seismicity is proposed.

Key words : moderate seismicity, highrise buildings, concentrically braced steel frames, wind design, seismic design, overstrength, seismic performance

1. 서 론

우리나라는 상당한 인적/물적 피해를 동반하는 태풍이 자주 내습하는 강풍대에 속한다. 반면 지진위험도는 중약진대 수준으로서 설계용 지진가속도의 크기가 상대적으로 작다. 초고층건물의 기본진동주기는 설계스펙트럼상의 “지반변위 민감영역(displacement-sensitive region)”에 속할 정도로 길기 때문에 초고층건물에 가해지는 지진 밀면전단력의 크기는 더욱 더 작게된다. 이 미미한 크기의 지진 밀면전단력을 엔지니어가 적절히 “가정한” 반응수정계수로 나눈 후 풍하중에 의한 밀면전단력과 비교하여 보면 풍하중에 의한 값이 월등히 큰 경우가 대부분이다. 이러한 횡하중 환경은 초고층건물의 내진설계관행에 바람직하지 않은 방향으로 영향을 미쳐왔다. 즉, 일반 엔지니어의 경우 두 하중 사이의 겹보기 크기를 근거로 내풍설계만 치중하면 내진성능은 자동으로 확보되는 것으로 생각하고 이에 대한 검토를 생략하는 경향이 있다. 그러나 이와 같은 설계관행은 다음과 같은 이유로 바람직하지 않다. 첫째로, 초고층건물에 사용되는 구조시스템은 소위 비정의시스템(undefined system)으로서 일반 내진기준에 정의된 구조종별로 분류되기가 어렵다. 즉, 풍하중과의 겹보기 크기 비교에 사용되는 반응수정계수의 값은 근거가 없거나 엔지니어의 자의적 판단에 의한 것이라는 문제점을 갖고 있다. 둘째로, 초고층건물이 갖는 특유의 상징성, 기념성 및 중요성을 감안한다면, 오늘 날의 초고층건물 구조설계 엔지니어는 설계용지진(design basis earthquake) 또는 최대고려지진(maximum considered earthquake)이 풍하중에 대해서만 설계된 구조시스템에 미칠 수 있는 영향을 합리적으로 평가하여 건물주 또는 일반대중에게 제시할 수 있어야 한다. 현재의 설계관행은 이런 요구에 부응하지 못하는 측면이 있다.

한편, 국내에서 지어지는 철골조 초고층건물의 가새형식은 거의가 중심가새골조(concentrically braced frames, CBFs)로서 내풍가새로서 설계된다. 철골 중심가새골조는 일종의 수직 트러스 시스템으로서 부재의 축강성을 하중전달 경로로 활용하기 때문에 높은 횡강성과 횡강도를 매우 경제적으로 발휘할 수 있다. 즉 탄성거동을 전제로 하는 내풍설계의 측면에서는 매우 효율적인 구조시스템으로 볼 수 있다. 그러나 비탄성영역에 진입할 경우 부정정도가 낮아 힘의 재분배를 기대하기 힘들고, 가새의 좌굴이

* 정회원 · 서울대학교 건축학과 부교수 E-mail: ceholee@snu.ac.kr

** 학생회원 · 서울대학교 건축학과 박사수료 E-mail: coreal3@snu.ac.kr

후 비탄성변형이 좌골층에 누적되는 연약층 현상 때문에 내진성능이 매우 낮은 취성시스템으로 평가되고 있다(Tremblay, 2002). 따라서 철골조 초고층 중심가새골조의 강진 내습시에도 거의 탄성거동을 보이도록 설계하는 것이 내진성능확보를 위해 바람직하다. 다행히 중앙진대이면서 강풍대에 속하는 국내의 경우 이 같은 탄성내진설계 가능성이 충분히 존재한다. 이미 앞에서 언급한 바와 같이 중앙진대의 초고층건물의 지진 밀면전단력은 그 크기가 매우 작을 뿐만 아니라, 초고층건물의 내풍설계에서 요구되는 강도요건 및 사용성요건(가령 지붕층변위, 층간변위 및 풍진동 제한조건)을 만족시키면 상당한 시스템초과강도(system overstrength)를 갖는 구조물로 설계된다. 특히 자중이 적게 나가는 철골조건물의 경우는 초고층화 할수록 지진력의 크기는 상대적으로 작아지고 풍하중은 증대되어 바람에 의한 밀면전단력의 크기가 최대고려지진의 탄성밀면전단력에 육박할 수도 있다. 본 연구에서는 이런 제반사항을 고려하여 철골조 초고층건물의 탄성내진설계 가능성을 검토하고, 실무자들이 쉽게 활용할 수 있는 철골조 초고층건물의 탄성내진설계 및 내진성능평가 절차를 제시하고자 하였다.

2 초고층 철골조 중심가새골조의 내풍설계 및 시스템초과강도

내풍설계만 수행된 철골조 초고층 구조물의 내진성능을 알아보기 위해 표 1에 제시된 조건으로 풍하중을 산정하였다(대한건축학회, 2005). 횡력저항시스템은 강성과 강도확보에 가장 효율성이 높은 다경간/다층 메가 중심가새골조로 가정하여 12개층을 하나의 타이어(tier)로서 설계하였다. 고층성에 따른 거동특성을 파악하기 위해 4 (204.8 m, 48층) - 7 (358.4 m, 84층) 범위의 세장비(H/D)를 갖도록 강구조한계상태설계규준(대한건축학회, 2002) 및 AISC-LRFD 2001 규준을 적용하여 설계하였다(그림 1 참조). 이 시스템에서 횡력은 외곽부에 위치한 플랜지기둥(flange columns)과 대각가새(diagonals)로 이루어진 메가 수직트러스 시스템에 의해 전적으로 지지된다. 즉 플랜지 기둥은 축전도모멘트에 저항하고, 대각가새는 축전단력을 분담하는 시스템이다(Englekirk, 1996). 메가 트러스를 구성하는 플랜지기둥과 대각가새는 조립 각형강관으로 설계하였고, 중력하중만을 지지하는 보와 기둥은 압연H형강으로 설계하였다(사용강종은 모두 SM490 TMC (Fy = 335 MPa)). 큰보와 작은보는 합성보로서 설계하는 것으로 가정하였고 모든 접합부는 단순접합으로 처리하여 접합비용을 최소화하고자 하였다.

표 1 풍하중 산정조건

구분	수치	비고
설계기본풍속(V_b)	30(m/sec)	서울(노풍도 B)
지형에 의한 풍속할증계수(K_{zt})	1.0	경사, 산 및 언덕의 영향이 없는 지역
중요도 계수(I_e)	1.1	중요도 구분(특)
감쇠정수(ζ_f)	0.02	임계감쇠비의 2%(가새골조)

* 고정하중: 5.5 kN/m² ** 적재하중: 2.5 kN/m²(사무소)

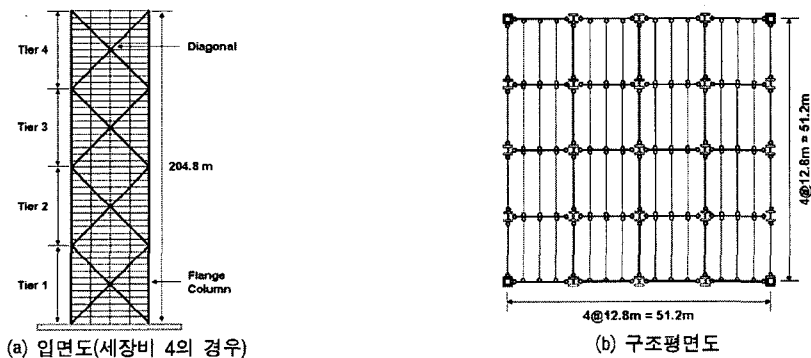


그림 1 철골 중심가새골조의 구조평면도 및 입면도

풍하중에 대한 사용성 요건의 확보를 위해 대각가새의 전단변형모드와 플랜지기둥의 휨변형모드의 제어를 통하여 지붕층변위 및 층간변위를 각각 건물고 및 층고의 1/500 이내에 들도록 설계하였다(표 2 및 표 3 참조). 이러한 변위제한과 더불어 용접시공성 확보를 위해 강관의 안복치수를 일치시키면 부재의 크기가 대폭 증가하게 된다(특히 건물의 상층부에서, 표의 2의 단면증가를 참조). 이런 초과강도 요인들로 인해 강진 내습시에도 탄성적으로 거동할 수 있는 가능성은 증대될 것이다.

강풍이 유발하는 풍진동 가속도는 NBCC 1995 규준의 풍하중 상세산정과정(detailed procedure)을 따라 산출하였다(아래의 식 (1) 및 (2) 참조). 풍진동 가속도 산출에 필요한 재현주기 10년의 풍속(21.28 m/sec)은 기상청에서 제공한 자료를 바탕으로 다음의 Gumbel 극치 분포식을 이용하여 얻었다(식(3) 참조)(대한건축학회, 2000; 2005). 본 연구에서 설계한 구조시스템(건물밀도 = 128.9 kg/m³)은 풍진동 가속도에 대한 사용성기준(사무소 건물의 경우 30 gal 이하)을 모두 충분히 만족하고 있음을 알 수 있다 (표 4 참조).

$$\text{풍방향(along-wind): } a_D = 4\pi^2 n_D^2 g_p \sqrt{\frac{KsF}{C_s \beta_D} \frac{\Delta}{C_x}} \quad (1) \quad \text{풍직각방향(across-wind): } a_W = n_W^2 g_p \sqrt{WD} \left(\frac{a_r}{\rho_B g \sqrt{\beta_W}} \right) \quad (2)$$

$$V_{(T)} = -\frac{1}{a} \ln \left[\ln \left(\frac{T}{T-1} \right) \right] + b \quad (3)$$

표 2 주요 구조부재의 사이즈

(a) 플랜지기둥						(b) 대각가새							
H/D	Tier	소요면적 (cm ²)	단 면	두께 (mm)	설계단면 (cm ²)	단면증가율 (%)	H/D	Tier	소요면적 (cm ²)	단 면	두께 (mm)	설계단면 (cm ²)	단면증가율 (%)
4	1	2,753.2	□-1450×1450	79.7	4,367.0	58.6	4	1	655.1	□-840×840	38.2	1,224.6	86.9
	2	2,219.8	□-1430×1430	69.8	3,795.4	71.0		2	606.3	□-820×820	37.3	1,167.0	92.5
	3	1,730.9	□-1400×1400	54.7	2,942.9	70.0		3	539.4	□-800×800	36.4	1,110.7	105.9
	4	909.5	□-1370×1370	39.7	2,113.0	132.3		4	384.2	□-780×780	35.5	1,065.9	174.8
5	1	4,345.6	□-2000×2000	114.3	8,620.4	98.4	1	887.7	□-1110×1110	50.5	2,138.4	140.9	
	2	3,648.5	□-1970×1970	99.5	7,444.2	104.0	2	836.4	□-1080×1080	49.1	2,024.3	142.0	
	3	2,998.1	□-1940×1940	84.7	6,286.9	109.7	3	766.6	□-1060×1060	48.2	1,950.0	154.4	
	4	1,859.6	□-1910×1910	69.7	5,131.3	175.9	4	606.0	□-1040×1040	47.3	1,877.2	209.8	
	5	964.5	□-1880×1880	54.7	3,990.3	313.7	5	425.1	□-1020×1020	46.4	1,805.7	324.8	
6	1	6,383.8	□-2650×2650	155.0	15,466.3	142.3	1	1,138.6	□-1350×1350	61.4	3,163.0	177.8	
	2	5,510.2	□-2630×2630	145.3	14,441.4	162.1	2	1,085.1	□-1330×1330	60.5	3,070.0	182.9	
	3	4,684.9	□-2600×2600	130.7	12,905.1	175.5	3	1,012.7	□-1310×1310	59.5	2,978.4	194.1	
	4	3,202.3	□-2570×2570	115.8	11,364.7	254.9	4	847.1	□-1290×1290	58.6	2,888.1	240.9	
	5	1,969.9	□-2540×2540	100.8	8,934.3	399.2	5	661.5	□-1270×1270	57.7	2,799.2	323.2	
	6	1,012.3	□-2500×2500	80.6	7,804.4	671.0	6	460.2	□-1250×1250	56.8	2,711.8	489.3	
7	1	8,899.3	□-3200×3200	191.62	23,058.3	159.1	1	1,405.7	□-1700×1700	77.3	5,015.7	256.8	
	2	7,837.4	□-3170×3170	176.11	21,090.3	169.1	2	1,350.1	□-1670×1670	75.9	4,840.2	258.5	
	3	6,825.7	□-3140×3140	161.03	19,187.7	181.1	3	1,275.4	□-1640×1640	74.6	4,667.9	266.0	
	4	4,975.0	□-3110×3110	146.01	17,310.8	248.0	4	1,105.3	□-1610×1610	73.2	4,498.7	307.0	
	5	3,380.8	□-3080×3080	131.06	15,460.0	357.3	5	915.4	□-1580×1580	71.8	4,332.6	373.3	
	6	2,067.4	□-3050×3050	115.97	13,610.3	558.3	6	709.9	□-1550×1550	70.5	4,169.6	487.4	
	7	1,054.9	□-3020×3020	101.00	11,793.1	1,017.9	7	491.3	□-1520×1520	69.1	4,009.8	716.2	

(c) 큰보와 작은보 및 중력기둥

H/D	부재	AISC 형강	H형강
4 - 7	큰보	W30×124	H-750×265×12×16
	작은보	W16×45	H-400×200×8×13
4	중력기둥	W14×176	H-374×374×17×27
5		W14×233	H-381×397×19×31
6		W14×283	H-399×402×25×40
7		W14×342	H-417×407×30×48

표 3 지붕층 횡변위 검토

세장비	지붕층 횡변위 (cm)
4	40.89 ≤ 40.96 (O.K)
5	51.09 ≤ 51.20 (O.K)
6	61.25 ≤ 61.44 (O.K)
7	71.53 ≤ 71.68 (O.K)

표 4 NBCC 1995에 의한 풍진동 검토

세장비	풍직각방향(gal)	풍방향(gal)	한계값(gal)
4	8.52	7.0	30 (O.K)
5	11.01	7.65	30 (O.K)
6	13.54	8.2	30 (O.K)
7	20.53	10.66	30 (O.K)

그림 2는 지진구역 I의 단단한 토사지반(S_D)에서의 500년 및 2400년 재래기 지진동에 대한 KBC 2005(대한건축학회, 2005)의 내진설계스펙트럼과 설계풍하중의 크기를 비교한 것이다. 참고로 FEMA 273(1997)에서는 500년 및 2400년 재래기 지진동을 각각 설계용지진(DBE, Design Basis Earthquake) 및 최대고려지진(MCE, Maximum Considered Earthquake)이라 칭하고 있다. 그림 2에 도시한 점들은 “풍하중에 의한 밀면전단력계수”를 표시하는 것으로서 설계풍하중(1.6W)을 건물의 총중량으로 나눈 값이

다. 각 세장비별 기본진동주기는 SAP2000(CSI, 2000)의 고유치해석결과를 사용하였다. 풍하중에 대한 사용성을 만족시키는 과정에서 추가되는 시스템 초과강도부분을 포함치 않았음에도 불구하고, 세장비 4 - 7 모델 모두 설계풍하중에 의한 밀면전단력의 크기가 설계용지진의 "elastic spectral demand"를 상회하고 있음을 알 수 있다. 심지어 세장비 7의 경우는 최대고려지진의 "elastic spectral demand"에 육박하고 있다. 그림 2는 초고층성이 증대될수록 탄성 내진설계전략의 구현이 용이함을 잘 시사하고 있다.

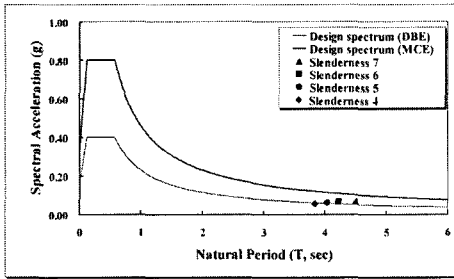


그림 2 설계동력과 KBC 2005의 내진설계스펙트럼(대한건축학회, 2005)의 비교

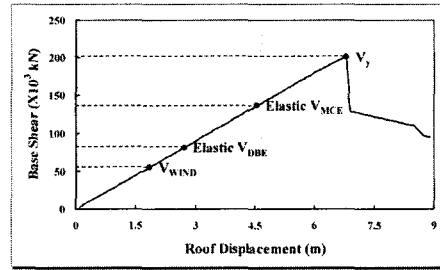


그림 3 세장비 7 모델의 푸쉬오버 해석결과

그림 3는 세장비 7인 모델을 비선형해석 프로그램 DRAIN-2DX(Prakash et al., 1993)를 사용하여 푸쉬오버해석한 결과를 도시한 것이다. 본 연구에서 사용한 요소 및 구조모델링 방법을 요약하면 다음과 같다. 골조 내부의 수직하중만을 지지하도록 설계된 중력기둥들의 횡하중에 대한 저항능력은 없는 것으로 무시하였다. 대각가새요소는 좌굴 후 강도저하를 반영할 수 있는 Element #9를 사용하였고, 대각가새의 비선형거동은 Jain(1978)에 의해 제안된 모델을 사용하여 모델링하였다. P-Δ 효과는 가상의 의지기둥(fictitious leaning column)을 설치하고 주주의 수평자유도를 가새골조의 수평자유도와 같도록 강제링크요소로써 연결시킴으로써 반영되도록 하였다(그림 3 참조). 여기서 가상의 의지기둥은 보와 전단접합된 모든 중력기둥을 집약하여 단일의 기둥요소로써 치환한 것이다. 이 해석모델에는 풍하중 사용성을 만족시키는 과정에서 추가된 시스템 초과강도부분이 자동으로 반영된다. 그림 4에서 보듯이 500년 재래기 지진(DBE)에 의한 밀면전단력보다도 무려 2.89의 수준의 시스템 횡강도를 보인다. 심지어 2400년 재래기 지진(MCE)보다 45%가 강한 지진에 대해서야 시스템의 탄성한계에 도달할 정도의 시스템초과강도를 갖고 있음을 알 수 있다.

표 5는 유사한 해석결과를 세장비 4 - 7 모델에 대해 정리한 것으로서 양호하게 내풍설계된 철골조 중심가새골조가 갖는 시스템 초과강도의 크기가 상당함을 잘 보여준다. 이 결과는 강풍대이면서 중약진대에 속하는 국내의 횡하중환경과 초고층건물의 특유의 장주기성이 복합적으로 반영된 것으로서 초고층 철골 중심가새골조의 탄성내진설계방안은 충분히 현실성이 있음을 잘 보여준다.

표 5 철골중심가새골조의 시스템초과강도

H/D	4	5	6	7
V_y/V_{WIND}	1.95	2.66	2.97	3.74
$V_y/Elastic V_{DBE}$	1.17	1.73	2.08	2.89
$V_y/Elastic V_{MCE}$	0.58	0.86	1.15	1.45

3. 내진성능평가

본 절에서는 앞의 2절의 방법에 따라 내풍설계된 철골조 초고층 중심가새골조의 설계용지진(DBE, 500년 재래기) 및 최대고려지진(MCE, 2400년 재래기)에 대한 탄성저항 가능성 여부 및 내진성능을 선형동적해석법에 의해 평가하고자 한다. 이 작업을 수행하기에 앞서 선형동적해석에 의한 비탄성거동 발생여부의 판별방안과 FEMA 273(1997)의 내진성능 평가기준을 간략히 소개한다.

내풍설계된 구조시스템의 특정 지진에 대한 탄성저항 가능성 여부를 선형동적해석을 통해서 쉽게 판별하는 방안으로 아래의 식(4)를 사용할 것을 제안한다. 강도수요(strength demand)는 구조시스템의 탄성거동을 가정한 후 응답스펙트럼해석 경우는 SRSS값, 시간이력해석의 경우는 이력의 최대값을 취한다. 보유강도(strength capacity)는 강구조한계상태설계기준(또는

AISC-LRFD 2001)의 압축재(플랜지거동) 및 휨-압축재(대각가새)의 강도산정식을 사용하되 강도저감계수(strength reduction factor)는 1.0으로 택한다. 충분한 통계자료가 가용하면 공칭강도 대신 예상항복강도(expected yield strength)를 사용하면 더욱 실제에 가까운 보유강도를 산정할 수 있을 것이다. 식(4)를 만족하는 부재는 탄성상태에 있고, “강도수요 대 보유강도의 비”가 1 을 초과하는 정도가 크면 클수록 부재는 비탄성영역에 진입하는 정도가 증가될 것이다. 즉 간단한 선형해석을 통하여 특정입력 에 대하여 어떤 부재가 탄성상태를 유지할 수 있는지의 여부를 쉽게 판별할 수 있다. 원칙적으로 1개의 부재라도 식(4)를 만족하 지 않으면 비탄성거동에 의한 힘에 재분배가 발생하기 때문에 “strength demand-to-strength capacity” 해석법은 타당성을 잃는 다. 그러나 그러한 경우에도 특정입력이 요구하는 비탄성거동의 정도를 탄성해석을 통하여 간편하게 가능해 볼 수 있는 장점이 있다. 이런 점을 충분히 감안하고 본 해석결과를 활용할 것이다.

$$\frac{\text{Strength Demand}}{\text{Strength Capacity}} \leq 1 \tag{4}$$

FEMA 273(1997)에서는 일반구조물의 기본안전목표(Basic Safety Objective)로서 500년 재래기 지진동에 대해서 인명손상방 지(Life Safety, LS), 2400년 재래기 지진동에 대해서는 붕괴방지(Collapse Prevention, CP)의 성능수준을 만족시킬 것을 요구하 고 있다. 철골가새골조의 경우에 FEMA 273(1997)에서는 (매우 주관적이고 정성적임을 전제하고) 층간변위가 0.5%, 1.5%, 2%를 초과하지 않으면, 각각 즉시입주(Immediate Occupancy, IO), 인명손상방지, 붕괴방지구준을 만족하는 것으로 내진성능을 평가하 고 있다.

3.1 응답스펙트럼해석 결과

그림 4의 (a) 및 (b)는 각각 지진구역 I의 단단한 토사지반(S_D)에서의 500년 재래기 지진동(PGA= 0.16g), 2400년 재래기 지진 동(PGA= 0.32g)에 대한 응답스펙트럼해석을 통해 얻어진 강도수요 대 보유강도 비의 분포를 도시한 것이다. 500년 재래기의 지진동에 대해서는 모두가 충분히 탄성적으로 저항할 수 있음을 잘 보여준다. 반면 2400년 재래기 입력지진동에 대해서는 세장 비 4 모델의 저층부 대각가새 및 플랜지거동에서 다소간의 소성화가 예상된다. 세장비가 5를 초과하는 경우는 2400년 재래기 지진동에 대해서도 탄성적으로 저항할 수 있음을 보여준다. 이는 이미 언급한 바와 같이 초고층성이 증가할수록 기본진동주기의 장주기화로 인해 스펙트럼 가속도가 상당히 저감되는 반면, 풍하중 사용성 조건을 만족시키는 과정에서 상당한 시스템조각강도 가 유입되기 때문이다.

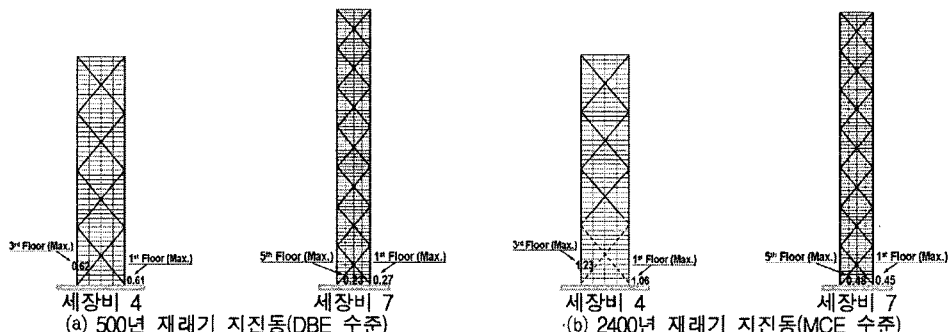


그림 4 응답스펙트럼해석에 의한 강도수요 대 보유강도 비의 분포(이하 —: 탄성부재, ---: 비탄성부재)

표 6 응답스펙트럼해석에 의한 내진성능평가

H/D	DBE		MCE	
	최대층간변위	성능평가수준	최대층간변위	성능평가수준
4	0.20%	IO	N.A.(비탄성)	-
5	0.17%	IO	0.34%	IO
6	0.15%	IO	0.28%	IO
7	0.14%	IO	0.27%	IO

FEMA 273(1997)의 내진성능평가기준을 참조할 때, 본 연구의 구조모델들은 500년 재래기 지진동에서는 모두 0.5% 미만의 층간변위를 보이므로 “즉시입주”의 내진성능수준을 만족시키고 있고, 2400년 재래기 지진동에 대해서도 세장비 5 이상의 경우에서 이와 같은 성능수준을 보이고 있다(표 6 참조). 그러나 세장비 4의 경우는 2400년 재래기 지진동에 대해서는 저층부에서 예상되는 비탄성거동으로 인하여 내진성능수준을 언급할 수 없다.

3.2 선형시간이력해석

지진가속도는 원래 주파수성분, 진폭, 위상각 등이 무작위한 스토캐스틱 프로세스(stochastic process)이다. 본 절에서는 지진 가속도의 이러한 속성이 반영되도록 응답스펙트럼해석에서 가정한 지반조건과 동일한 단단한 토사지반(S_D)의 실제 지반가속도기록 20개(<http://peer.berkeley.edu/smcat>)를 입력지진으로 시간이력해석에 의해 내진성능을 평가하고 이 결과를 스펙트럼해석결과와 비교해 보자 하였다. 실제 지진가속도기록을 특정부지의 지진위험도에 부합하도록 스케일링 방법에는 여러 가지가 있지만 최대지반가속도(Peak Ground Acceleration, PGA) 및 유효최대가속도(Effective Peak Acceleration, EPA) (ATC, 1984)를 사용하여 조정하는 방법이 가장 널리 쓰인다. 본 연구에서도 이러한 두 가지 방법에 의해 표 7의 가속도기록을 KBC 2005(대한건축학회, 2005)의 지진구역 I의 단단한 토사지반(S_D)에서의 500년 재래기 지진동과 2400년 재래기 지진동에 부합되도록 조정하여 사용하였다. 참고로 FEMA 273(1997)에 의한 때, 3개의 입력지진동을 사용할 경우에는 3개 시간이력응답의 최대값을 택하고, 7개 이상의 입력지진동을 사용할 경우에는 시간이력응답의 평균값을 택할 수 있다. 이를 감안하여 이하의 시간이력해석결과를 평균값을 기초로 작성한 것이다.

그림 5 및 7은 각각 500년 및 2400년 재래기 지진동의 PGA 및 EPA에 부합하도록 조정된 지진가속도를 입력으로 한 시간이력해석을 통해 얻어진 강도수요 대 보유강도 비의 분포를 도시한 것이다. 입력지진동의 조정방법과 상관없이 500년 재래기 지진동은 물론이고, 2400년 재래기의 입력지진동에 대해서도 세장비가 4인 모델까지 충분히 탄성적으로 저항할 수 있음을 보여준다. 참고로 응답스펙트럼해석법을 적용할 경우, 세장비 4 모델은 2400년 재래기 지진동에 대해서는 저층부에서 비탄성거동이 예측된 바가 있다(그림 4.(b) 참조).

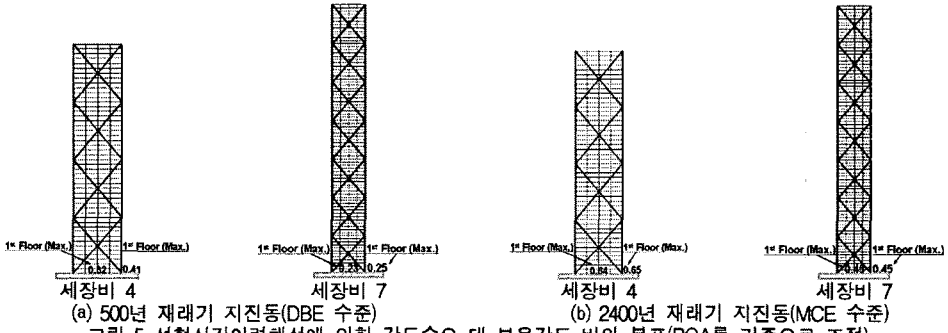


그림 5 선형시간이력해석에 의한 강도수요 대 보유강도 비의 분포(PGA를 기준으로 조정)

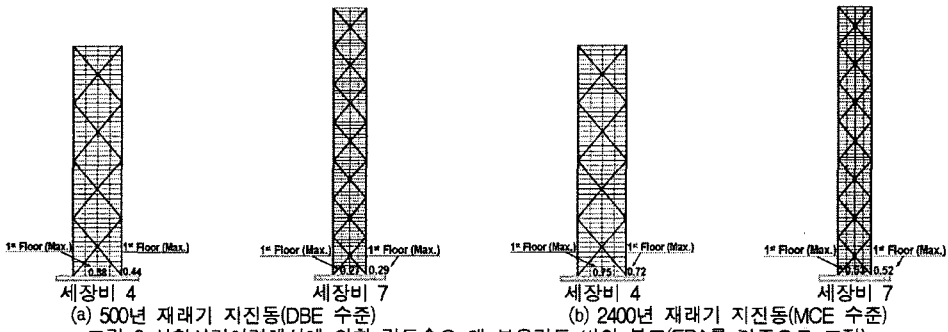


그림 6 선형시간이력해석에 의한 강도수요 대 보유강도 비의 분포(EPA를 기준으로 조정)

표 7은 FEMA 273(1997)의 내진성능평가기준에 근거한 시간이력해석의 내진성능평가 결과를 나타낸 것이다. 표 6의 응답스펙트럼 해석결과와 흡사하게, 500년 및 2400년 재래기 입력지진동에 대해서 모든 구조물이 “즉시입주가능”의 내진성능수준을 만족시키고 있다.

이상의 결과를 살펴볼 때, 스펙트럼해석에 의한 응답 예측치는 실제 지진기록을 스케일링하여 수행한 시간이력해석결과에 비슷하거나 미미한 차이를 나타내고 있다. 장래에 발생가능한 지진하중의 큰 불확실성과 입력지진동의 선정 및 시간이력해석에 소

요되는 많은 노력을 감안한다면, 계산노력이 대폭 절감되고 실무자 사이에도 익숙한 응답스펙트럼해석에 의한 내진성능평가로 충분할 것으로 판단된다.

표 7 선형시간이력에 의한 내진성능평가

H/D	구분	DBE		MCE	
		PGA	EPA	PGA	EPA
4	최대충간변위	0.16%	0.19%	0.33%	0.38%
	성능평가수준	IO	IO	IO	IO
5	최대충간변위	0.17%	0.20%	0.33%	0.40%
	성능평가수준	IO	IO	IO	IO
6	최대충간변위	0.17%	0.21%	0.34%	0.42%
	성능평가수준	IO	IO	IO	IO
7	최대충간변위	0.18%	0.21%	0.35%	0.43%
	성능평가수준	IO	IO	IO	IO

4. 철골조 초고층 건물의 탄성내진설계절차

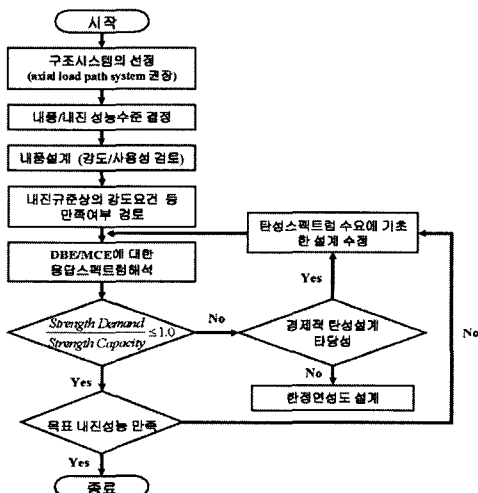


그림 7 초고층 철골조 중심가새골조의 탄성내진설계절차

스펙트럼해석을 수행한 후, 식(4)에 의해 (강도수요 대 보유강도 비) 탄성응답 여부를 검토한다. 이 단계에서 다음의 2가지 분기가 가능하다:

- (i) 모든 부재에서 탄성응답이 확인되면 응답스펙트럼해석결과를 이용하여 목표내진성능의 만족여부를 검토한다. 만족이 되지 않으면 부재의 강성을 증가시켜서 목표내진성능을 만족시키도록 반복한다.
- (ii) 만일 일부 부재에서 비탄성응답이 예상되면 탄성스펙트럼 요구치를 고려하여 부재 사이즈를 증가시켜 탄성응답을 확보하고 내진성능평가를 수행하여 목표내진성능이 만족되도록 반복한다.
- 위 (i), (ii)에서 반복작업에 의해 과도한 구조비용의 증가가 수반되지 않아야 함은 물론이다. 이 경우는 다른 설계전략(가령 한 정연성도설계)을 모색해야 할 것이다.

5. 요약 및 결론

철골조 초고층건물의 내진설계와 관련한 본 연구의 결과를 요약하면 다음과 같다.

1. 본 연구에서는 대풍의 내풍이 빈번한 강풍대이면서 중앙진대에 속하는 국내의 횡하중환경과 초고층건물의 특유의 장주기성에 주목하여 초고층 철골 중심가새골조의 탄성내진설계 가능성을 확인한 후, 실무 설계자들이 용이하게 활용할 수 있는 내진설

이상의 논의를 토대로 강풍대이면서 중앙진대에 속하는 국내의 횡하중환경에 부합하는 철골조 초고층건물의 탄성내진설계절차를 제안하고자 한다 (그림 7 참조):

- (1) 최소의 강재량으로 강성 및 강도를 최대화할 수 있어 내풍성능 확보에 효율적인 축하중경로(axial load path)에 의한 횡력저항구조시스템을 권장한다.
- (2) 초고층건물의 용도를 감안하여 적절한 내풍/내진 목표성능수준을 결정한다. 3절의 해석결과에서 보듯이 세장비가 5 이상인 초고층건물의 경우 MCE지진에 대해서도 탄성 거동이 예상되므로, 목표내진성능을 매우 높게 잡아도 무방할 것으로 판단된다(가령 MCE지진에 대해서도 IO 레벨을 택할 수 있을 것임).
- (3) 내풍설계에서 요구되는 강성, 강도 및 사용성 요건이 만족되도록 양질의 내풍설계를 수행한다.
- (4) 내진규준에서 요구하는 강도요건의 만족여부를 확인한다(거의 문제될 것이 없음).
- (5) 설계용지진동 또는 최대한도지진을 입력으로 응답스

계 및 내진성능 평가절차를 제시코자 하였다.

2. 내풍설계에서 부차적으로 기인하는 시스템 초과강도는 세장비가 클수록 증대되므로 단성내진설계, 즉 비탄성거동에 의한 에너지소산 대신 강도와 강성에 기초한 설계전략의 구현은 건물의 고층성이 증가할수록 용이해진다. 이는 연성내진상세에 소요되는 구조비용의 절감은 물론 강진 내습 후에도 "self-centering" 속성을 갖는 초고층건물의 구축이 가능함을 시사한다.

3. 철골중심가새골조는 근본적으로 힘의 재분배를 기대하기 어려운 취성시스템이란 점, 지진하중의 특유의 큰 불확성, 그리고 초고층건물의 상대적 중요성을 감안한다면 여유있는 시스템초과강도를 갖도록 설계하는 것이 바람직하다.

4. 응답스펙트럼해석에 의한 응답 예측치는 다양한 방법으로 입력지진동을 스케일링하여 수행한 시간이력해석결과에 비슷하거나 미미한 차이를 보이고 있다. 따라서 지진하중의 큰 불확실성과 입력지진동의 선정 및 시간이력해석에 소요되는 많은 노력을 감안한다면, 개산노력이 대폭 절감되고 실무자 사이에도 익숙한 응답스펙트럼해석에 의해 본 연구에서 제시한 내진설계 및 내진성능평가를 수행할 것을 권한다.

감사의 글

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

참고 문헌

대한건축학회 (2000) 건축물 하중기준 및 해설, 태림문화사.
 대한건축학회 (2005) 건축구조설계기준, 대한건축학회.
 대한건축학회 (2002) 한계상태설계기준에 의한 강구조설계 예제집.
 이철호, 김선웅 (2005) "중진대의 지진환경하에서 내풍설계된 초고층 철골조 중심가새골조의 지진응답해석 및 내진성능평가", 한국지진공학회 논문집, 9(1), pp.33-42.
 AISC (2001) Manual of Steel Construction: Load and Resistance Factor Design, Third Edition.
 ATC (1984) "Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings," prepared by Applied Technology Council.
 Chopra, A. K. (2001) Dynamics of Structures, Prentice Hall, Second Edition.
 CSI (2000) SAP2000 Analysis Reference, Computers and Structures Inc.
 CTBUH (1994) Structural Systems for Tall Buildings, McGraw-Hill.
 Englekirk, R. E. (1996) Highrise Design Considerations in Regions of Moderate Seismicity, Korea University, Special Lecture.
 FEMA (1997) NEHRP commentary on the guidelines for the seismic rehabilitation of buildings. FEMA 273, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
 Gergely, P. (1995) "R/C Buildings in Moderate Seismic Zone: Progress and Problems in Evaluation and Design," Proc. of Tom Paulay Symposium, UCSD, USA.
 Jain, A. K., and Goel, S. C. (1978) Inelastic Cyclic Behavior of Bracing Members and Seismic Response of Braced Frames of Different Proportions, Report No. UMEE78R3, Department of Civil Engineering, University of Michigan, Ann Arbor, Michigan.
 NBCC (1995) NBC 1995 Structural Commentaries (Part 4).
 Tremblay, R. (2002) "Achieving a Stable Inelastic Seismic Response for Multi-Story Concentrically Braced Steel Frames," Engineering Journal, 40(2), pp.111-130.
 Prakash, V., Powell, G. H., and Campbell, S. (1993) DRAIN-2DX Base Program Description and User Guide. Report No. UCB/SEMM-1933/17, Structural Engineering Mechanics and Materials, Department of Civil Engineering University of California Berkeley, California.
<http://peer.berkeley.edu/smcat>