

초고층 철골대각가새골조의 내진성능평가

Seismic Performance Evaluation of Highrise Steel Diagrid Frames

김 선 웅†

Kim, Seonwoong

요 지

본 논문은 강풍대이면서 약진대에 위치하는 내풍설계된 초고층건물이 경험할 수 있는 잠재적 지진에 대한 내진성능평가를 통해서 탄성내진설계의 가능성을 검토하는 것이다. 최근에 가장 각광받고 있는 구조시스템인 초고층 철골대각가새골조를 내풍설계하고, 내풍설계과정에서 상당한 시스템초과강도가 유입됨을 확인하였다. 초고층 철골대각가새골조에 대하여 다양한 지반조건에 따른 응답스펙트럼해석과 내진성능평가를 수행하였다. 우리나라와 같이 강풍대에 위치하면서 약진대에 속하는 환경하에서 세장비 5.2이상의 초고층 철골대각가새골조는 500년 재현주기 지진동에 대해서는 탄성저항할 수 있음을 보여주었고, 세장비 6.9의 초고층 철골대각가새골조는 2400년 재현주기 지진동에 대해서도 탄성설계가 가능함을 확인하였다. 500년 재현주기 지진동에 대해서 초고층 철골대각가새골조는 부재수준에서 지반조건에 관계없이, 2400년 재현주기 지진동에 대해서도 S_E 지반을 제외하고는 세장비 5.2이상의 모델에서 모두 “즉시거주”수준을 나타내었다. 시스템수준에서 초고층 철골대각가새골조는 500년 재현주기 지진동에 대해서 세장비 5.2이상의 모델은 S_A 와 S_B 지반에서는 즉시거주, $S_C \sim S_E$ 지반에서는 “인명안전”수준을 나타내었다. 2400년 재현주기 지진동에 대해서는 500년 재현주기보다 한 단계 낮은 내진성능수준을 보여주었다.

핵심용어 : 초고층건물, 내풍설계, 대각가새골조, 지반조건, 내진성능평가

Abstract

This paper is to investigate the possibility of the elastic seismic design for highrise buildings through seismic performance evaluation for potential earthquakes that wind-designed highrise buildings located in strong wind zone and low seismicity can be experienced. Highrise steel diagrid frames which is the most loved structural system in recent years were wind-designed and the substantial system overstrength due to wind design procedure is verified. For the highrise steel diagrid frames, the response spectrum analysis and the seismic performance evaluation by various soil sites were conducted. It was showed that highrise steel diagrid frames with slenderness of greater than 5.2 under strong wind and low seismic zones such as Korea peninsula can resist elastically for the 500 year return period earthquake and have the possibility of seismic design for the 2400 year return period earthquake. In the member level, highrise steel diagrid frames with slenderness of greater than 5.2 all presented the immediate occupancy level regardless of soil sites for the 500 year return earthquake and excluding the S_E soil site for the even 2400 year return period earthquake. In the system level, highrise steel diagrid frames with slenderness of greater than 5.2 showed the immediate occupancy level for S_A and S_B soil sites and the life safety for S_C to S_E soil site in the 500 year return period. The seismic performance level of highrise steel diagrid frames for the 2400 year return period earthquake displayed one step lower than the 500 year return period earthquake.

Keywords : highrise building, wind design, diagrid frames, soil site, seismic performance evaluation

1. 서 론

전 세계적으로 1980년대 후반부터 강진대에서의 내진설계 이론에 기초한 건축물의 내진설계가 의무화되면서 호주, 미

국의 중부 및 동부, 그리고 유럽의 일부지역과 같은 중/약진 대에서의 내진설계방안에 대한 많은 논란이 있었고, 현재까지도 이와 관련된 연구가 지속되고 있다. 하지만 현재까지도 합리적으로 합의된 중/약진대에서의 내진설계방안이 제시되

† 책임저자, (주)창민우구조 컨설팅 부설건설기술연구소 연구실장
Tel: 02-2085-7197 ; Fax: 02-578-0425
E-mail: coreal3@snu.ac.kr

• 이 논문에 대한 토론을 2011년 8월 30일까지 본 학회에 보내주시면 2011년 10월호에 그 결과를 게재하겠습니다.

지 못하고 있다(Gergely, 1995). 게다가 Lee 등(2007)에 의해 강풍을 동반하는 중/약진지역에서의 초고층건물의 내진 설계방안이 제시되기도 하였으나 현재의 내진설계기준은 일반 중/저층건물을 대상으로 하고 있으며, 초고층건물에 대해서는 적합하지 않다. 내진설계기준을 채용하고 있는 전세계 주요국들은 일반 내진설계기준과는 별도로 초고층건물만을 대상으로 하는 내진설계기준안을 제시하고 있다. 그 대표적인 예로서는 미국의 세계초고층위원회(CTBUH)가 제시하고 있는 내진설계권고안(CTBUH, 2008)과 LA 초고층건축구조설계위원회(LATBSDC)의 LATBSDC 대체기준안(LATBSDC, 2008)이 있다.

성능기반설계법(performance-based design)에 기초한 FEMA 356(FEMA, 2000)에 의한 우리나라의 지진재해수준(earthquake hazard level)은 500년 재현주기 지진동(10%/50년)의 유효지반가속도가 0.11g의 약진대 수준으로 설계용 지진가속도의 크기가 강진대에 비해 상대적으로 작다. 반면에 국내는 강풍을 동반하는 태풍이 빈번한 지역으로서, 현재까지 국내에서 측정된 순간최대풍속은 2006년 10월 속초에서 관측된 63.7m/sec이다. 참고로 태풍은 일반적으로 4개의 등급으로 구분되는데, 가장 강한 태풍의 최대풍속기준은 44m/sec이다. 이처럼 강풍대에 위치하면서 약진대에 속하는 국내에서 초고층건물의 구조설계시에 구조실무 엔지니어는 일반적으로 풍하중과 지진하중의 상대적 크기만을 비교한 결과를 토대로 풍하중을 지배하중으로 하여 내진성능에 대한 검증을 생각하거나 간략히 취급하고 내풍설계만을 수행한다. 물론 지진하중은 반응수정계수로 나누어 산정한다. 하지만 반응수정계수라고 하는 것은 부재의 탄성한계내에서 내진설계를 할 경우의 비경제성을 극복하기 위해서, 건물의 수직하중 분담능력이나 수명에 손상을 주지 않을 정도의 비선형 에너지 흡수능력을 가진 건물에 대해서 그 건물의 비선형거동을 고려할 수 있도록 하는 계수이다. 현행 내진설계기준에서 제시하고 있는 반응수정계수는 일반적인 구조시스템을 대상으로 역사지진의 발생에 따른 피해와 거동특성을 기초로 하여 결정한 수치로서 이론 및 실험적 산출근거는 미약하다(이동근, 2006). 앞에서 밝힌 바와 같이, 현행 기준에서 제시하고 있는 소위 구조시스템이라고 하는 것은 중/저층구조시스템을 대상으로 하는 것으로 초고층건물은 하나의 "비정의시스템(undefined system)"이기 때문에 현행 기준에서 제시하고 있는 반응수정계수를 초고층건물에 그대로 적용하여 지진하중을 산정하고 이를 토대로 내진설계를 하는 것은 문제가 있다. 아울러 초고층건물이 갖고 있는 상징성, 기념성과 중요성을 감안한다면 구조설계 엔지니어는 설계기준에서 제시하고 있는 크기의 지진동만을 검토할 것이 아니라, 내풍설계된

초고층건물이 경험할 수 있는 잠재적 지진에 대해서도 합리적인 성능평가가 반드시 수행되어야만 할 것이다. 현재 널리 사용되고 있는 성능기반설계법은 Structural Engineers Association of California Blue Book(SEAOC, 1997)의 내진철학을 그대로 받아들이고 있으며, 구조물의 연성설계에 기초하여 지진재해수준에 따른 구조물의 성능수준을 정하고 있다. 하지만 위에서 기술한 바와 같이, 초고층건물의 상징성, 기념성, 그리고 중요성이 갖는 사회적 파급력을 고려한다면 현재의 성능기반설계법에 근거한 초고층건물이 경험할 수 있는 최대크기의 잠재적 지진[소위 최대고려지진(Maximum Considered Earthquake, 이하 MCE)]의 내습 후에 보수/보강작업이 시행되고, 극한상황에서는 철거되는 상황이 연출되는 것이 과연 바람직한 초고층건물의 내진설계인가를 생각해 볼 필요가 있다. 이러한 관점들을 종합하여 볼 때, Lee 등(2007)이 주장한 바와 같이, 초고층건물은 내풍설계 뿐만 아니라 내진설계에 대해서도 탄성설계를 하여야 한다는 것이 저자의 생각이며, 이것이 경제성 등을 감안할 때 채택하기 어렵다면 한정연성설계법(limited ductility design)에 근거한 내진설계가 이루어지도록 하는 것이 바람직한 초고층건물의 내진설계라고 판단한다. 따라서 본 논문을 통하여 초고층성(tallness)의 증가에 따른 초고층건물의 탄성내진설계가능성을 확인하고자 한다. 아울러 초고층건물은 다양한 지반조건하에서 세워질 것이고, 지반조건에 따라 설계스펙트럼가속도의 크기가 달라지므로 본 연구에서는 다양한 지반조건하에서 초고층건물의 내진성능평가를 수행하고자 한다.

2. 초고층 철골대각가새골조의 내풍설계

본 절에서는 초고층 철골대각가새골조에 대하여 다양한 지반조건에 따른 내진성능평가를 하기 위해 KBC2009(대한건축학회, 2009)에 근거한 표 1의 풍하중 산정조건을 적용하여 내풍설계를 하였다. 설계기본풍속은 서울지역을 대상으로 30m/sec를 채용하였다. 국내의 설계기본풍속은 100년 재현주기의 풍속으로서 노풍도 C, 지상높이 10m에서 10분간의 평균풍속을 나타낸 값이다. 설계기본풍속 30m/sec를 시속으로 환산하면 108km/h로서 상당한 속도를 갖는 풍속으로 허술한 주택은 붕괴되는 정도의 속도이다. 초고층건물에 대한 중요도계수는 중요도(1)인 1.1을 채택하였다. 아울러 건물의 풍하중산정에 필요한 건물의 1차고유진동수 및 건축물의 풍방향 1차감쇠정수는 KBC2009(대한건축학회, 2009)에서 소개하고 있는 평면형상이 정형이고 유연건물일 경우에 적용할 수 있는 Ellis의 근사식과 철골조 건축물에 대한 감쇠정수를 사용하였다. 고정하중 및 적재하중은 일반적인 철골조

표 1 KBC2009에 근거한 풍하중 산정조건

구분	수치	비고
설계기본풍속	30(m/s)	서울[지표면조도(노풍도) B]
지형계수	1.0	경사, 산 및 언덕의 영향이 없는 지역
중요도계수	1.1	35층 이상, 100m 이상 또는 세장비가 5 이상인 건물 [중요도(1)]
건물의 1차고유진동수	0.184	46/H; 세장비 6.9일 경우
건물의 풍방향 1차감쇠정수	0.01	철골조일 경우

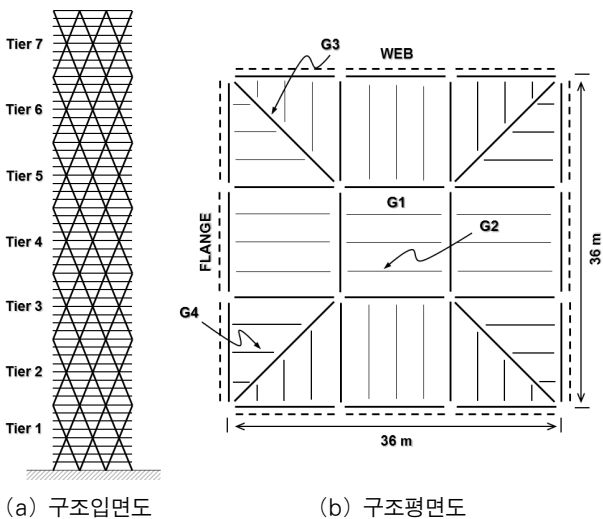


그림 1 초고층 철골대각가새골조의 구조입면도 및 구조평면도 (세장비 6.1일 경우)

사무소건물을 대상으로 하여 5.5kN/m^2 , 2.5kN/m^2 을 각각 사용하였다. 초고층 철골대각가새골조는 강재의 성능한계 판 두께를 고려하여 세장비[건물의 높이(H)/건물의 폭(d)]가 5.2(187.2m, 48층)~6.9(249.6m, 64층) 범위를 갖도록 한계상대설계법을 적용하여 내풍설계를 하였다(그림 1참조). 대각가새골조는 수직기둥없이 대각가새만으로 중력하중과 횡력을 동시에 저항하는 시스템으로서(Moon 등, 2007), 최근의 초고층건물의 비정형성을 가장 능동적으로 반영하고 있는 시스템이다. 바람에 의해 건물에 가해지는 전단력과 전도모멘트는 횡력방향과 평행한 건물의 웨브골조와 횡력방향과 직교한 건물의 플랜지골조가 휨압축재로서 각각 분담하게 된다(그림 1참조). Moon 등(2007)은 대각가새골조의 최적설계 조건으로 세장비 5이상, 대각가새의 경사각은 $60^\circ\sim 70^\circ$ 사이로 제시하고 있으며, 대각가새의 경사각이 69° 일 때 바람에 대한 저항능력이 가장 우수한 것으로 주장하고 있다. 본 연구에서도 이러한 주장에 근거하여 대각가새의 경사각(θ)이 대략 69° 가 되도록 대각가새골조의 8개층을 1개의 단위골조(tier)로 묶어서 설계하였다. 대각가새부재와 중력기둥은 뛰어난 휨강성을 가지면서도 비틀림에 대해서도 우수한 성능을

발휘하는 조립각형강관부재로서 설계하였다. 웨브골조와 플랜지골조의 대각가새부재의 단면적은 Moon이 제시한 아래의 식 (1)과 식 (2)를 사용하여 각각 산정하였다. 자세한 내용은 지면관계상 생략하니 참고문헌(Moon 등, 2007)을 참조하기 바란다. 작은보와 큰보는 모두 얇은 H형강을 사용한 합성보로서 가정하였다. 아울러 대각가새의 접합부를 비롯한 모든 접합부는 단순접합으로 처리하여 접합비용을 최소화하는 것으로 가정하였다. 철골대각가새골조는 일반적으로 내진 성능과 관련하여 뛰어난 비탄성변형능력을 요구하지 않는 보통중심가새골조로 분류되므로 대각가새 및 중력기둥의 강재는 모두 SM490으로, 보 부재는 모두 SS400 강재로 설계하였다.

웨브골조의 대각가새부재의 단면적:

$$A_{d,w} = \frac{VL_d}{2N_{d,w}E_d\gamma^*h\cos^2\theta} \quad (1)$$

플랜지골조 대각가새부재의 단면적:

$$A_{d,f} = \frac{2ML_d}{(N_{d,f} + \delta_d)w^2E_d\chi^*h\sin^2\theta} \quad (2)$$

여기서, V 는 각 단위골조가 분담하는 전단력, L_d 는 대각가새부재의 길이, $N_{d,w}$ 는 단위골조당 웨브골조의 대각가새부재의 개수, E_d 는 대각가새부재의 탄성계수, γ^* 는 $1/[(1+S)\alpha]$, S 는 건축물의 전체횡변위에 대한 전단력에 의한 횡변위 대 전도모멘트에 의한 횡변위의 비, α 는 내풍설계과정에서 사용성설계를 하기 위한 지붕층 횡변위의 한계변수, h 는 단위골조의 높이, M 은 각 단위골조가 분담하는 전도모멘트, $N_{d,f}$ 는 단위골조당 플랜지골조의 대각가새부재의 개수, δ_d 는 휨강성에 대한 웨브골조의 기여도(일반적으로 2를 사용), w 는 풍직각방향 건물의 폭, χ^* 는 $(2\gamma^*S)/H$ 이다.

내풍설계과정에서 사용성설계에 대한 지붕층 횡변위는 식 (1)과 식 (2)의 대각가새부재의 단면적을 산정하는 과정에서 NBCC2005(NBCC, 2005)에서 제시하고 있는 $H/500(=\alpha)$ 이내가 되도록 설계하였다(표 2와 표 3참조). 표 3은 상용 전산구조해석프로그램인 MIDAS Genw(MIDASIT, 2010)을 사용하여 본 연구의 대상모델들에 대한 3차원해석을 통하여 얻어진 지붕층 횡변위 결과를 나타낸 것이다. 이러한 풍하중에 대한 사용성설계, 내진설계용 대각가새부재의 폭 두께비 제한조건, 그리고 건물의 주축에 대한 바람의 방향성 등을 모두 고려한다면 초고층 철골대각가새골조의 웨브골조와 플랜지골조의 부재크기는 동일해야만 하므로, 표 2의 단면증가율에서 보여주듯이 소요 단면적에 비해서 부재의 설계 단면적은 대폭증가하게 된다(특히 구조물의 플랜지골조의

표 2 주요 구조부재의 사이즈

(a) 대각가새

세장비	Tier	소요단면적 (cm ²)		단면	폭-두께비	설계단면적 (cm ²)	단면증가율 (%)	
		웹	플랜지				웹	플랜지
5.2	6	241.14	58.61	□-345×345×20	15.25	260.00	7.82	343.63
	5	485.81	230.61	□-480×480×27	15.78	489.24	0.71	112.15
	4	715.81	509.73	□-580×580×33	15.58	722.04	0.87	41.65
	3	928.63	888.73	□-665×665×37	15.97	929.44	0.09	4.58
	2	1,119.92	1,358.83	□-820×820×44	16.64	1,365.76	21.95	0.51
	1	1,282.04	1,908.26	□-970×970×52	16.65	1,909.44	48.94	0.06
6.1	7	344.67	70.04	□-400×400×23	15.39	346.84	0.63	395.19
	6	697.19	276.31	□-565×565×33	15.12	702.24	0.72	154.15
	5	1,032.46	612.54	□-690×690×40	15.25	1,040.00	0.73	69.78
	4	1,348.20	1,071.75	□-815×815×44	16.52	1,356.96	0.65	26.61
	3	1,641.06	1,645.85	□-890×890×49	16.16	1,648.36	0.44	0.15
	2	1,905.24	2,325.07	□-1,065×1,065×58	16.36	2,336.24	22.62	0.48
	1	2,130.58	3,096.29	□-1,240×1,240×66	16.79	3,099.36	45.47	0.10
6.9	8	463.42	83.85	□-460×460×27	15.04	467.64	0.91	457.69
	7	940.17	331.40	□-660×660×38	15.37	945.44	0.56	185.28
	6	1,397.17	736.23	□-825×825×45	16.33	1,404.00	0.49	90.70
	5	1,832.34	1,291.30	□-950×950×51	16.63	1,833.96	0.09	42.02
	4	2,242.80	1,988.70	□-1,045×1,045×57	16.33	2,252.64	0.44	13.27
	3	2,624.32	2,819.35	□-1,185×1,185×63	16.81	2,827.44	7.74	0.29
	2	2,969.55	3,772.20	□-1,365×1,365×73	16.70	3,772.64	27.04	0.01
	1	3,265.64	4,832.48	□-1,540×1,540×83	16.55	4,837.24	48.13	0.10

(b) 보 및 중력기둥

세장비	부재기호	단 면
5.2~6.9	G1	H-900×300×16×28
	G2	H-506×201×11×19
	G3	H-890×299×15×23
	G4	H-340×250×9×14
	중력기둥	□-455×455×27 ~ □-1,340×1,340×71

표 3 지붕층 횡변위 검토

세장비	지붕층 횡변위 (cm)	한계값 (cm)
5.2	28.43(H/659)	37.44(H/500)
6.1	33.74(H/651)	43.92(H/500)
6.9	38.96(H/638)	49.68(H/500)

상층부에서). 이러한 잠재되어 있는 초과강도요인들로 인해 초고층건물은 강진내습시에도 탄성적으로 저항할 수 있는 역량을 발휘할 것이다.

바람으로 인해 유발되는 건축물의 진동은 거주자에게 불쾌감을 초래하므로 일반적으로 고층건물의 내풍설계시에 건축물의 풍진동가속도를 검토하도록 하고 있다. 대표적풍하중 설계기준인 NBCC2005(NBCC, 2005)는 건물에 대한 설계풍하중과 바람으로 인한 효과를 산정하는 방안으로 세 가지 제시하고 있으며, 그 대상을 각각 다음과 같이 분류하고 있다. 대부분의 중층층 건물을 대상으로 하는 정적과정 (static procedure), 건물의 높이가 120m이상의 초고층 건

물이거나 세장한(slender)한 건물을 대상으로 하는 동적과정 (dynamic procedure), 그리고 모든 건물에 적용가능한 풍동실험(wind-tunnel test) 등이다. 본 연구에서는 대상모델의 건물높이가 120m를 모두 초과하므로 NBCC2005에서 제시하고 있는 동적과정에 따라 1시간 평균풍속의 10년 재현주기 기대풍속에 대하여 초고층건물에 바람이 유발하는 아래의 식 (3)의 풍방향과 식 (4)의 풍직각방향 진동가속도를 산정하였다.

풍방향 가속도:

$$a_D = 4\pi^2 f_{nD}^2 g_p \sqrt{\frac{KsF}{C_e H \beta_D}} \left(\frac{\Delta}{C_g} \right) \quad (3)$$

풍직각방향 가속도:

$$a_W = f_{nW}^2 g_p \sqrt{wd} \left(\frac{a_r}{\rho_B g \sqrt{\beta_W}} \right) \quad (4)$$

여기서, f_{nD} 는 풍방향 기본고유진동수(Hz), g_p 는 최대치계수 (peak factor), K 는 지형에 따른 표면 평활도계수, s 는 건물의 형상비(aspect ratio; H/\sqrt{wd})에 따른 크기감소계수, F 는 가스트 에너지 비, C_{eH} 는 노풍도구분에 따른 풍속의 고도 분포계수, β_D 는 풍방향의 임계감쇠계수, Δ 는 풍방향에서의 풍하중에 의한 최상층의 횡변위(m), C_y 는 동적 가스트계수, f_{nW} 는 풍직각방향 기본고유진동수(Hz), $a_r = 78.5 \times 10^3 [V_H / (f_{nW} \sqrt{wd})]^{3.3}$ (N/m³), ρ_B 는 건물의 평균밀도(=120.3 kg/m³), g 는 중력가속도(=9.81m/sec²), β_W 는 풍직각방향의 임계감쇠계수이다. 풍진동가속도 산정에 필요한 10년 재현 주기 풍속 V_H 는 기상청에서 제공한 자료(대한건축학회, 2000)를 바탕으로 아래의 식 (5)의 Gumbel 분포식을 이용하여 얻었다.

$$V_{(T)} = -\frac{1}{a} \ln \left[\ln \left(\frac{T}{T-1} \right) \right] + b \quad (5)$$

여기서, $V_{(T)}$ 는 재현주기 T 의 풍속, T 는 시간(년), a (=0.42)와 b (=14.32)는 서울지역에서의 Gumbel 극치분포의 특성치(대한건축학회, 2000)이다.

일반적으로 초고층건물과 같이 형상비가 3보다 크거나 동일한 유연하고 세장한 건물의 경우에 건축물 후면의 규칙적인 와류에 의한 풍직각방향의 풍진동이 풍방향의 풍진동에 비해 월등히 크므로 이로 인한 사용성에 큰 문제를 야기한다(대한건축학회, 2009). NBCC2005에서는 10년 재현주기 바람에 대한 풍방향 및 풍직각방향 진동가속도의 한계는 초고층건물의 예비평가시에 중력가속도의(주거건물의 경우에)

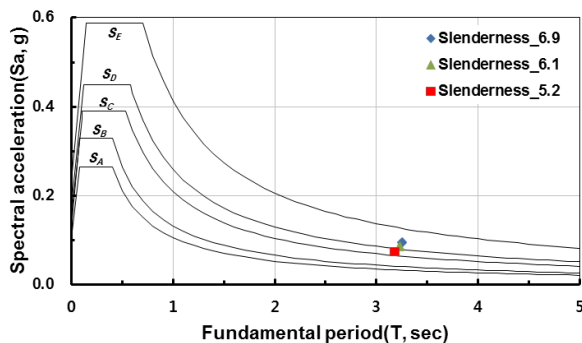
표 4 NBCC2005에 근거한 풍진동 가속도 검토

세장비	풍방향(gal)	풍직각방향(gal)	한계값(gal)
5.2	1.50	1.70	30
6.1	2.07	2.73	30
6.9	2.71	4.11	30

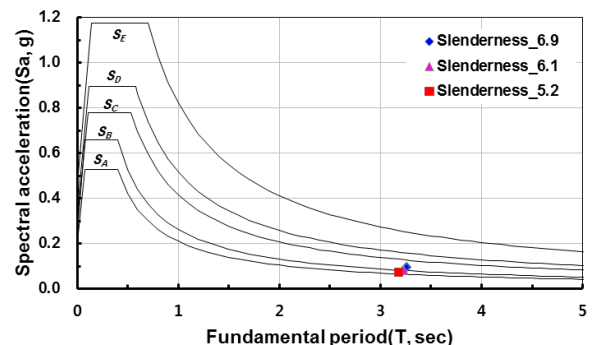
1%~(사무소건물의 경우에) 3% 범위내의 값을 만족하도록 하고 있다.

표 4는 식 (3)과 식 (4)에 의하여 산정한 본 연구의 대상 모델들에 대한 풍진동가속도를 정리한 것이다. 본 연구에서 내풍설계한 철골조 대각가새골조시스템은 풍방향 및 풍직각방향 풍진동가속도에 대한 NBCC2005의 사용성기준을 모두 만족하고 있음을 알 수 있다. 표 4의 풍진동가속도 값을 살펴보면 한계값에 비해 상당히 보수적인 결과를 도출하고 있는데, 이는 내풍설계과정에서 초래된 부재단면적의 증가 때문이다.

그림 2는 지진구역I과 중요도(1)의 지반조건에 따른 500년 및 2400년 재래기 지진동에 대한 KBC2009의 탄성내진 설계스펙트럼과 설계풍하중(1.3×풍하중)의 크기를 비교한 것이다. 그림 2에 도시한 점들은 풍하중에 의한 밀면전단력계수를 표시한 것으로서 설계풍하중을 건물의 총중량으로 나눈 값이다. 각 세장비별 기본진동주기는 MIDAS Genw(MIDASIT, 2010)의 3차원 고유치해석 결과를 통해 얻었다. 참고로, FEMA 356(FEMA, 2000)에서는 건축물 설계의 기본안전지진동(basic safety earthquake, 이하 BSE)으로 2개의 지진재해수준을 정하고 있다. 첫 번째 지진재해 수준인 BSE-1은 500년 재현주기 지진동보다는 크고, 두 번째 지진재해수준(BSE-2)으로서 MCE인 2400년 재현주기 지진동(2%/50년)의 2/3수준을 넘지 않는 지진동으로 정의하고 있다. LATBSDC 대체기준안(LATBSDC, 2008) 및 LATBSDC 대체기준안을 모태로 하는 CTBUH 내진설계권고안(CTBUH, 2008)은 50년 및 2400년 재현주기 지진동을, 중국(MCPRC, 2001)은 50년, 500년, 그리고 2400년 재현주기 지진동을 초고층건물의 내진설계를 위한 지진재해 수준으로 각각 정하고 있다. 이처럼 MCE를 제외한 초고층건물의 내진설계를 위한 지진재해 수준은 아직까지 합의되지 않고 있다. 본 연구에서는 FEMA 356(FEMA, 2000)의 지진재해 수준에 의하여 초고층건물의 내진성능을 평가하고자 한다. 세장비 5.2



(a) BSE-1



(b) BSE-2

그림 2 KBC2009의 설계풍력과 다양한 지반조건에 따른 탄성내진설계스펙트럼(5% 감쇠)에 의한 밀면전단력의 비교

모델은 $S_A \sim S_C$ 지반에서, 세장비 6.1 및 6.9 모델은 $S_A \sim S_D$ 지반에서 설계풍하중에 의한 밀면전단력의 크기가 BSE-1의 “elastic spectral demand”를 상회하고 있음을 알 수 있다. BSE-2에 대해서 세장비 5.2 및 6.1 모델은 S_A 지반에서, 세장비 6.9 모델은 S_D 지반에서 “elastic spectral demand”를 상회하고 있다. 그림 2는 초고층성이 증대될수록 초고층 건물의 탄성내진설계 가능성이 높아짐을 보여주고 있다.

3. 응답스펙트럼해석에 의한 내진성능평가

본 절에서는 앞의 2장에서 내풍설계된 초고층 철골 대각가새골조에 대하여 500년 및 2400년 재현주기 지진동에 대한 주지향요소인 대각가새부재의 탄성저항 가능성 및 내진성능을 응답스펙트럼해석을 통해 평가하였다. Lee 등(2007)이 주장한 바와 같이, 선형동적해석에 의한 초고층건물의 응답은 선형시간이력해석에 의한 결과보다 응답스펙트럼을 통해 얻어진 결과가 상대적으로 보수적인 결과를 나타내므로 본 연구에서도 FEMA 356에 근거하여 직교하는 두 방향 지진동의 직교효과(orthogonal effect)를 100:30의 비율로 고려한 응답스펙트럼해석에 의해 초고층 철골조 대각가새시스

템의 내진성능을 평가하였다.

내풍설계된 초고층 철골조 대각가새시스템의 주지향요소인 대각가새부재의 탄성 및 비탄성거동은 응답스펙트럼해석을 통해 얻어진 결과를 사용하여 FEMA 356에서 제시하고 있고, 식 (6)의 DCR(Demand-to-Capacity Ratio)을 통해 판별하였다. 대각가새부재에 대한 요구강도(strength demand)는 응답스펙트럼해석 결과를 통해 얻어진 SRSS값을 채택하였다. 표 2에서 보여준 대각가새부재의 보유강도(strength capacity)는 강구조 한계상태설계법(대한건축학회, 2009)의 휨압축재 강도산정식에 의해 얻을 수 있고, 강도산정식에 사용된 강도저감계수(strength reduction factor)는 모두 1.0을 적용하였다. 아울러 대각가새부재의 보유강도산정에 필요한 예상항복강도(expected yield strength)는 KBC2009(대한건축학회, 2009)에 근거하여 SM490의 공칭항복강도(F_y)에 재료초과강도계수(R_y) 1.2를 곱한 $R_y F_y$ 를 적용하였다. 이와 같이 산정한 식 (6)의 DCR을 만족하는 부재는 탄성 영역에, 식 (6)을 만족하지 못하고 1을 초과하는 부재는 비탄성 영역에 있는 것이다. 즉 특정입력지진동에 대한 간단한 선형해석을 통해서 어떤 부재가 탄성상태에 있는지 여부를 쉽게 판별할 수 있다.

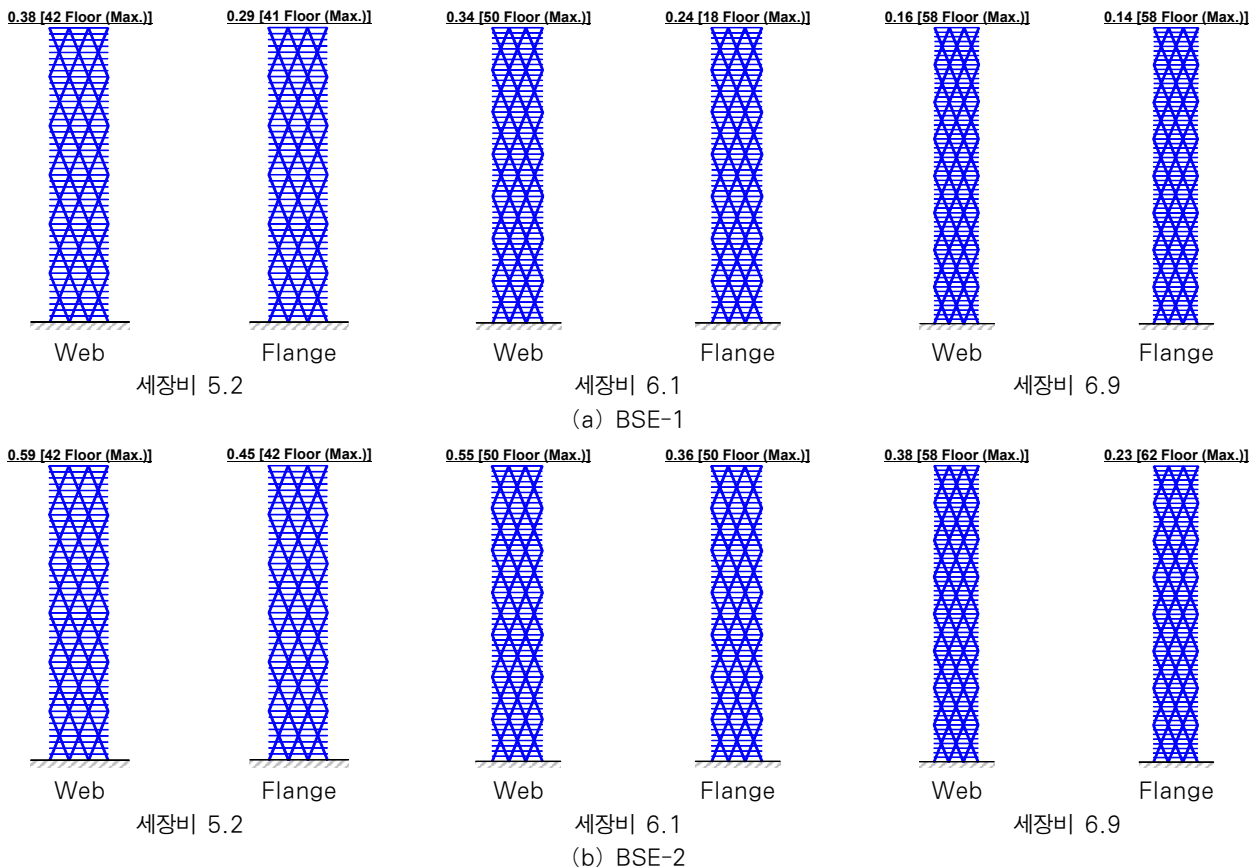


그림 3 응답스펙트럼해석에 의한 S_A 지반에서의 DCR의 분포(이하 —: 탄성부재, ...: 비탄성부재)

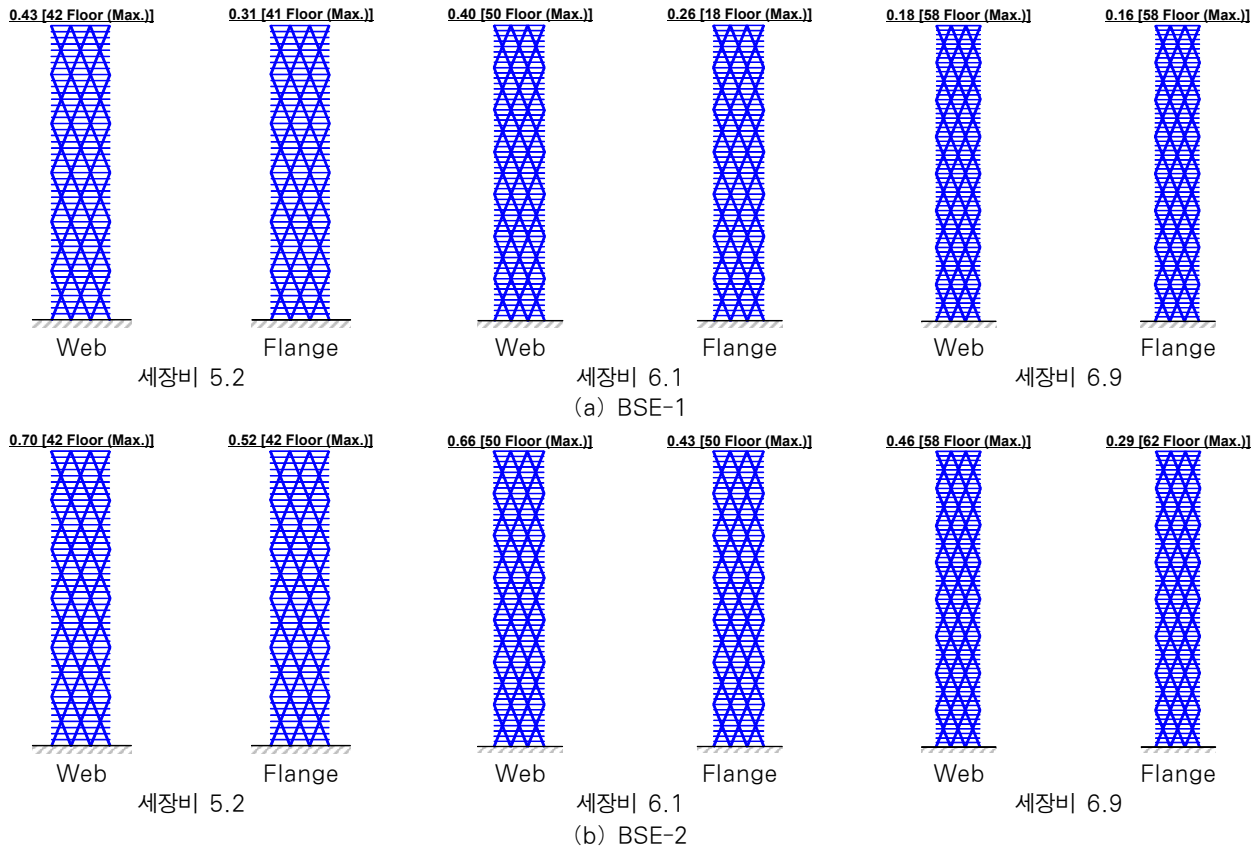


그림 4 응답스펙트럼해석에 의한 s_b 지반에서의 DCR의 분포(이하 —: 탄성부재, ...: 비탄성부재)

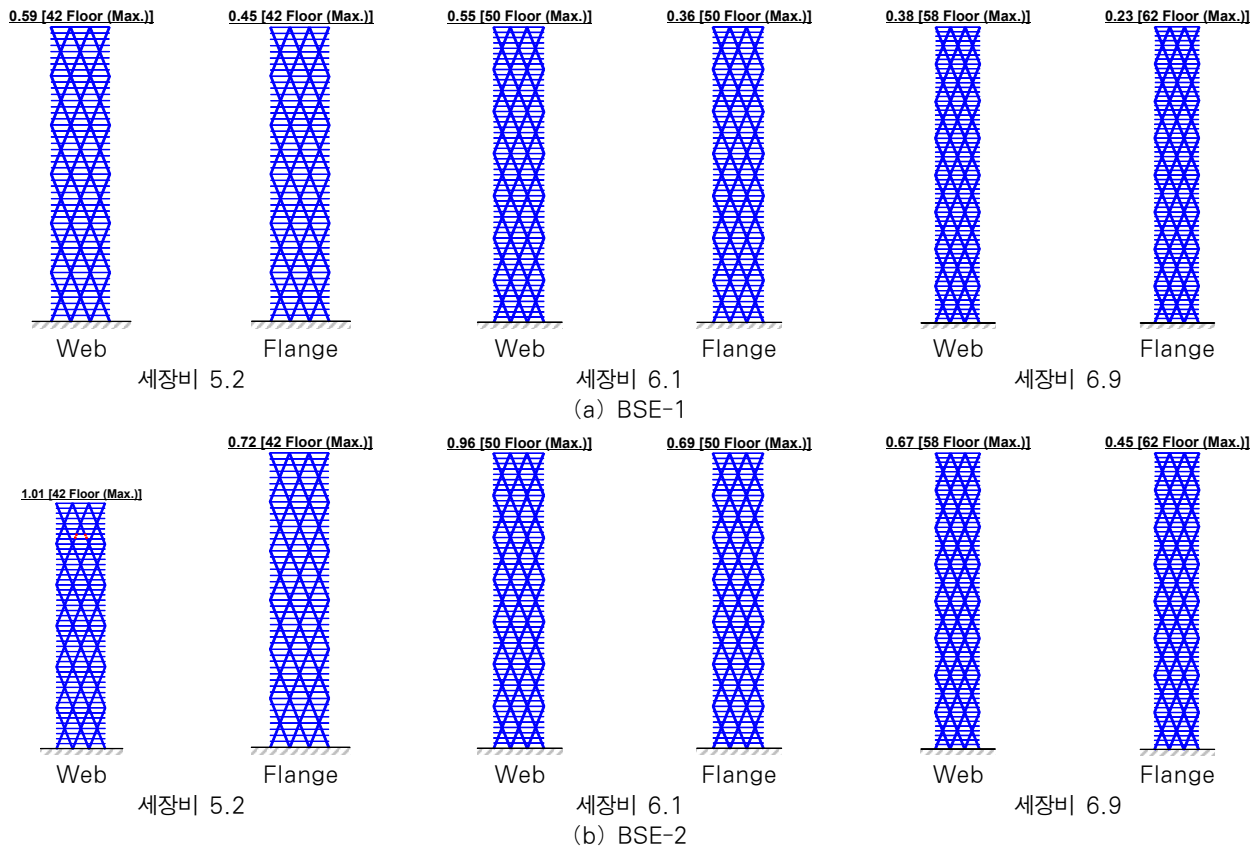
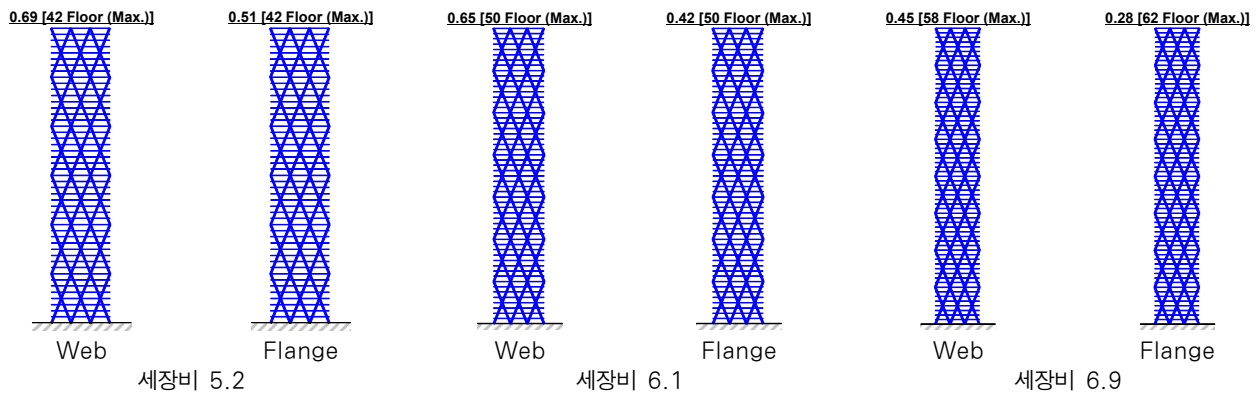
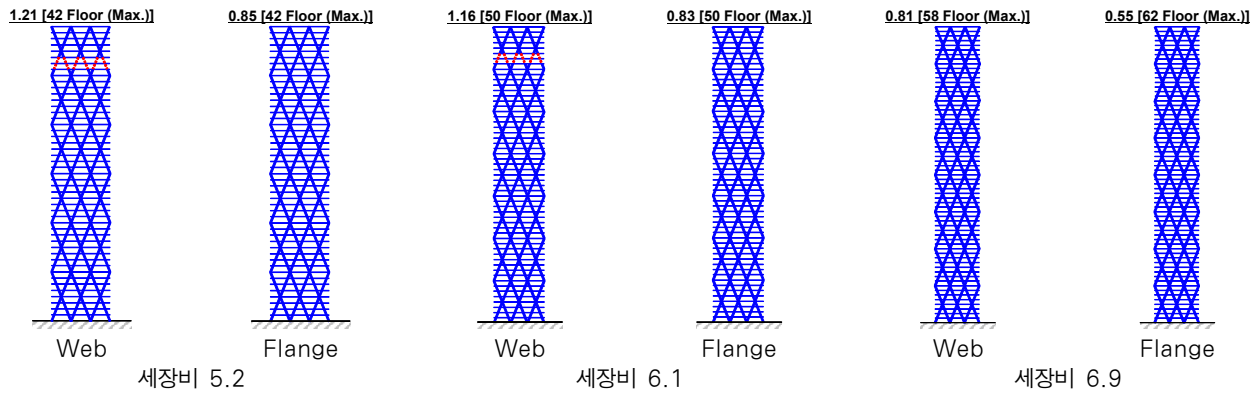


그림 5 응답스펙트럼해석에 의한 s_c 지반에서의 DCR의 분포(이하 —: 탄성부재, ...: 비탄성부재)

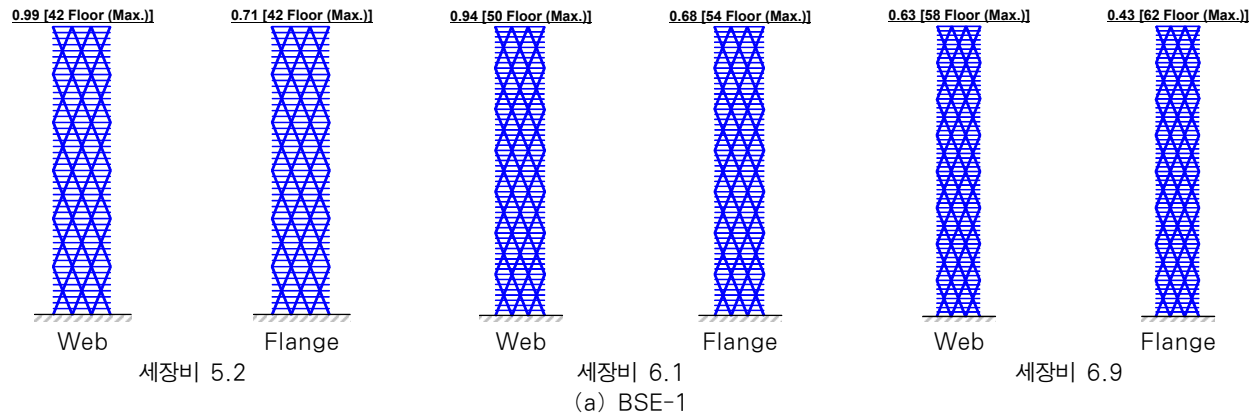


(a) BSE-1

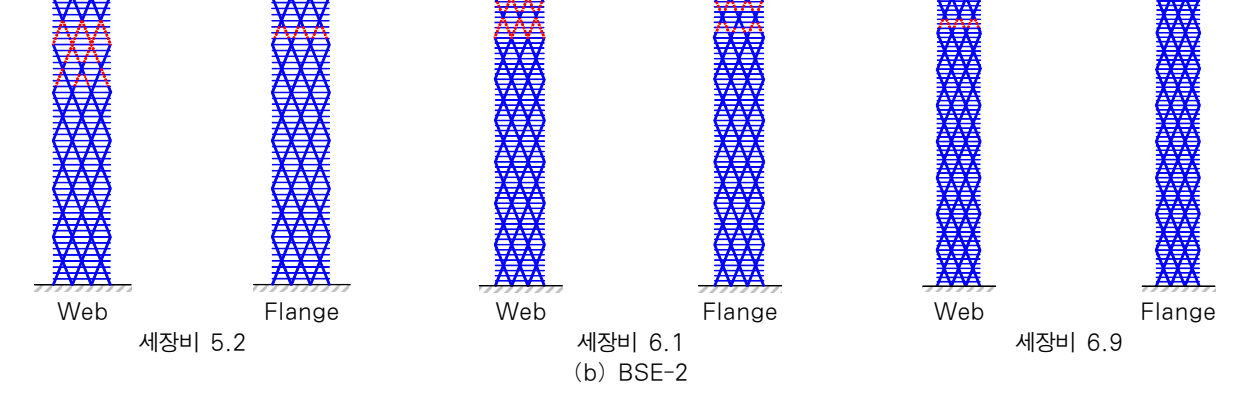


(b) BSE-2

그림 6 응답스펙트럼해석에 의한 s_D 지반에서의 DCR의 분포(이하 —: 탄성부재, ...: 비탄성부재)



(a) BSE-1



(b) BSE-2

그림 7 응답스펙트럼해석에 의한 s_E 지반에서의 DCR의 분포(이하 —: 탄성부재, ...: 비탄성부재)

$$DCR = strength\ demand / strength\ capacity \leq 1.0 \quad (6)$$

그림 3~7의 (a)와 (b)는 내풍설계된 초고층 철골조 대각 가새시스템에 대한 지진구역I과 중요도(1)의 KBC2009에서 제시하고 있는 5종류의 모든 지반조건 $S_A \sim S_E$ 에서의 BSE-1과 BSE-2를 입력지진동으로 하는 응답스펙트럼해석을 통해 얻어진 DCR의 분포를 각각 도시한 것이다. BSE-1에 대해서는 본 연구의 해석모델들은 지반조건에 상관없이 모두 탄성저항할 수 있음을 보여준다. BSE-2에 대해서는 세장비 5.2와 6.1의 모델들은 $S_A \sim S_C$ 지반조건에서는 탄성저항 가능성을 나타내고 있으나, 나머지 지반에서는 비탄성거동이 예상된다. 반면에 세장비 6.9 모델은 S_E 지반에서 웨브골조의 상층부만이 약간의 소성화가 예상되나, BSE-2에 대해서는 탄성설계의 구현이 가능함을 보여주고 있다. 전반적으로 본 연구의 해석모델들의 DCR값은 전도모멘트를 분담하는 플랜지골조보다는 전단력을 분담하는 웨브골조가 뚜렷하게 큼을 알 수 있다. 따라서 모델들의 소성화 정도도 웨브골조가 더 큼을 알 수 있다. 아울러 초고층성이 커질수록 초고층 철골 대각가새골조의 탄성거동 가능성은 증가하고 있다. 이는 이미 앞 장에서 언급하였고, Lee 등(2007)의 기존연구를 통해서 밝혀진 사실이다. 즉 초고성이 커질수록 건물의 기본진동 주기의 장기기화로 인해 지진설계 스펙트럼가속도가 상당히 저감되고 내풍설계과정에서 상당한 시스템초과강도가 유입되기 때문이다.

FEMA 356(FEMA, 2000)은 특정입력지진동에 대한 내진성능을 부재수준과 시스템수준에서 평가할 수 있도록 제시하고 있다. 우선 부재수준에서 FEMA 356은 구조부재를 크게 변위지배(deformation-controlled action)부재와 하중지배(force-controlled action)부재로 나누고 있는데, 구조시스템 및 구조부재의 역할에 따라 지배부재의 종류를 분류하고 있다. 변위지배부재는 부재의 연성능력(ductility capacity)을 기대할 수 있는 부재로서, 식 (6)의 DCR이 1을 초과하여 비탄성영역으로 진입하더라도 강도측면에서 충분한 예상성능을 발휘할 수 있는 부재이다. 이러한 비탄성영역에서의 부재의 예상연성(expected ductility)은 선형해석의 경우에는 식 (7)의 m -계수를 사용하여 계산할 수 있도록 제시하고 있다. 반면에 하중지배부재는 부재의 연성능력을 기대할 수 없는 부재로서, 부재의 비탄성거동을 용인하지 않는 부재이다. 즉 특정 부재력(member force)에 대해서 식 (6)을 만족하지 못할 경우에는 부재에 부여된 기능이 상실된 것으로 판단하는 것이다. 아울러 FEMA 356에서는 지진동에 대한 저항성능수준을 즉시거주(Immediate Occupancy, 이하 IO), 인명안전(Life Safety, 이하 LS), 그리고 붕괴방지(Collapse Prevention,

표 5 FEMA 356에 근거한 선형해석절차에 대한 힘압축력을 받는 철골가새부재의 내진성능평가 기준

냉간성형 각형강관 부재	m-계수		
	IO	LS	CP
$d/t \leq 74.7/\sqrt{F_y}$	1.25	5	7
$d/t \geq 157.7/\sqrt{F_y}$	1.25	2	3
$74.7/\sqrt{F_y} \leq d/t \leq 157.7/\sqrt{F_y}$	선형보간하여 사용하여야만 한다.		

이하 CP)수준으로 분류하여 내진성능을 평가하도록 하고 있다. 아래의 식 (7)에 의해 산정된 m -계수가 바로 변형지배부재의 성능수준을 판별하기 위한 지표인 것이다. 하중지배부재는 식 (6)을 만족하지 못할 경우에 붕괴방지수준을 넘어선 것으로 판별한다.

$$m = DCR/\kappa \quad (7)$$

여기서, κ 는 지식계수(knowledge factor)이다. 지식계수는 내진성능평가를 수행할 건물의 보강목표수준 및 재료의 불확실성을 반영하는 지표이다. 본 연구에서 지식계수는 1.0을 채택하였다. 즉 본 연구에서 식 (7)의 m -계수는 식 (6)의 DCR과 동일한 값이다.

FEMA 356(FEMA, 2000)은 지진재해수준에 대한 기본 안전목표(basic safety objective)로서 BSE-1에 대해서는 인명안전을, BSE-2에 대해서는 붕괴방지를 목표로 정하고 있다. FEMA 356에서 본 연구의 주요 횡력저항구조부재인 가새골조시스템의 가새부재는 변형지배부재로서 분류하고 있다. 표 5는 힘압축력을 받는 철골가새부재의 m -계수에 따른 내진성능수준을 SI단위로 환산하여 정의한 것이다.

표 6은 응답스펙트럼해석에 의한 본 연구의 대상모델들에 대한 대각가새부재의 최대 m -계수 및 부재수준의 내진성능수준을 정리한 것이다. 부재수준에서 연구모델들의 웨브골조와 플랜지골조의 내진성능수준은 동일한 수준을 나타내고 있다. BSE-1에 대해서는 지반조건에 관계없이 해석모델이 모두 “즉시거주”수준을 보이고 있다. BSE-2에 대해서는 세장비 6.9 모델은 지반조건에 상관없이 “즉시거주”수준을 나타내었으나, 세장비 5.2 및 6.1 모델은 지반조건 $S_A \sim S_D$ 에서는 “즉시거주”수준을, 지반조건 S_E 에서는 “인명안전”수준을 만족시키고 있다.

앞에서 밝힌 바와 같이, FEMA 356은 시스템수준에서 내진성능평가의 주요지표인 구조물의 최대층간변위로서 평가할 수 있도록 하고 있다. 부재수준의 성능평가와는 별개로 층간변위에 의한 접합부의 파단 등이 발생할 수 있으므로 시스템수준에서 최대층간변위에 의한 내진성능을 평가해야만 하는 것이다. FEMA 356은 일반 철골가새골조의 경우에 층간변

표 6 응답스펙트럼해석에 의한 부재수준의 내진성능평가

(a) BSE-1

지반 조건	세장비	웹골조			플랜지골조		
		최대 m-계수	성능 평가 수준	비고	최대 m-계수	성능 평가 수준	비고
S_A	5.2	0.38	IO	42층	0.29	IO	41층
	6.1	0.34	IO	50층	0.24	IO	18층
	6.9	0.16	IO	58층	0.14	IO	58층
S_B	5.2	0.43	IO	42층	0.31	IO	41층
	6.1	0.40	IO	50층	0.26	IO	18층
	6.9	0.18	IO	58층	0.16	IO	58층
S_C	5.2	0.59	IO	42층	0.45	IO	42층
	6.1	0.55	IO	50층	0.36	IO	50층
	6.9	0.38	IO	58층	0.23	IO	62층
S_D	5.2	0.69	IO	42층	0.51	IO	42층
	6.1	0.65	IO	50층	0.42	IO	50층
	6.9	0.45	IO	58층	0.28	IO	62층
S_E	5.2	0.99	IO	42층	0.71	IO	42층
	6.1	0.94	IO	50층	0.68	IO	54층
	6.9	0.63	IO	58층	0.43	IO	62층

(b) BSE-2

지반 조건	세장비	웹골조			플랜지골조		
		최대 m-계수	성능 평가 수준	비고	최대 m-계수	성능 평가 수준	비고
S_A	5.2	0.59	IO	42층	0.45	IO	42층
	6.1	0.55	IO	50층	0.36	IO	50층
	6.9	0.38	IO	58층	0.23	IO	62층
S_B	5.2	0.70	IO	42층	0.52	IO	42층
	6.1	0.66	IO	50층	0.43	IO	50층
	6.9	0.46	IO	58층	0.29	IO	62층
S_C	5.2	1.01	IO	42층	0.72	IO	42층
	6.1	0.96	IO	50층	0.69	IO	50층
	6.9	0.67	IO	58층	0.45	IO	62층
S_D	5.2	1.21	IO	42층	0.85	IO	42층
	6.1	1.16	IO	50층	0.83	IO	50층
	6.9	0.81	IO	58층	0.55	IO	62층
S_E	5.2	1.82	LS	42층	1.46	LS	43층
	6.1	1.75	LS	50층	1.41	LS	54층
	6.9	1.18	IO	58층	0.85	IO	62층

위가 0.5%, 1.5%, 그리고 2.0%를 초과하지 않으면, 즉시 거주, 인명안전, 그리고 붕괴방지수준으로 내진성능을 각각 평가하고 있다. 표 7은 응답스펙트럼해석에 의한 본 연구의 해석모델들에 대한 최대층간변위 및 시스템수준의 내진성능 수준을 정리한 것이다. BSE-1에 대해서 본 연구의 세장비 5.2 및 6.1 모델들은 S_A 와 S_B 지반조건에서 모두 0.5% 미만의 층간변위를 보이므로 “즉시거주”, $S_C \sim S_E$ 지반조건에서는 1.5% 미만의 층간변위를 보이므로 “인명안전”의 내진성능수준을 만족시키고 있다. 세장비 6.9 모델은 $S_A \sim S_C$ 지반조건에서 “즉시거주”, S_D 와 S_E 지반조건에서는 “인명안전”의 내진성능수준을 보이고 있다. BSE-2에 대해서는 본 연구

표 7 응답스펙트럼해석에 의한 시스템수준의 내진성능평가

지반 조건	세장비	BSE-1			BSE-2		
		최대층간변위 (%)	성능 평가 수준	비고	최대층간변위 (%)	성능 평가 수준	비고
S_A	5.2	0.32	IO	45층	0.69	LS	45층
	6.1	0.31	IO	53층	0.62	LS	53층
	6.9	0.24	IO	61층	0.47	IO	61층
S_B	5.2	0.43	IO	45층	0.87	LS	45층
	6.1	0.39	IO	53층	0.77	LS	53층
	6.9	0.29	IO	61층	0.59	LS	61층
S_C	5.2	0.69	LS	45층	1.37	LS	45층
	6.1	0.61	LS	53층	1.22	LS	53층
	6.9	0.47	IO	61층	0.93	LS	61층
S_D	5.2	0.85	LS	45층	1.70	N.A.*	45층
	6.1	0.76	LS	53층	1.51	N.A.	53층
	6.9	0.58	LS	61층	1.15	LS	61층
S_E	5.2	1.35	LS	45층	2.71	N.A.	45층
	6.1	1.20	LS	53층	2.40	N.A.	53층
	6.9	0.92	LS	61층	1.84	N.A.	61층

* Not Applicable

의 해석모델들이 모두 BSE-1보다 한 단계 낮은 수준의 내진성능수준을 보이고 있다. 세장비 5.2 및 6.1의 모델들은 $S_A \sim S_C$ 지반조건에서는 “인명안전”의 내진성능수준을 나타내고 있으나, S_D 와 S_E 지반조건에서는 식 (6)의 DCR에 의해 예측된 비탄성거동으로 인하여 정확한 내진성능수준을 평가할 수 없다. 세장비 6.9 모델은 S_A 지반조건에서는 “즉시입주”수준을, $S_B \sim S_D$ 지반조건에서는 “인명안전”의 내진성능수준을 보이고 있다. S_E 지반조건에서는 다른 모델들과 마찬가지로 예상되는 비탄성거동으로 인하여 정확한 내진성능수준을 평가할 수 없다. 이들에 대해서는 비선형정적해석 또는 비선형동적해석 등의 후속연구를 통하여 좀 더 면밀한 검토해야 할 것이다.

4. 요약 및 결론

본 연구에서는 하절기에 태풍의 내습이 빈번한 강풍대이면서 중/약진대에 속하는 국내의 지진환경하에서 내풍설계된 초고층 철골대각가새골조의 탄성내진설계의 가능성 및 성능기반설계법에 근거한 내진성능평가 결과를 요약하면 다음과 같다.

- (1) 초고층건물은 내풍설계 과정에서(특히 전도모멘트를 분담하는 플랜지골조의 상층부에서) 탄성설계의 가능성을 증대시키는 요인으로 작용하는 상당한 시스템초과강도가 유입됨을 알 수 있었다.
- (2) 우리나라와 같은 강풍대에 위치하면서 약진대 속하는 환경하에서 초고층 철골대각가새골조는 탄성설계, 즉

반응수정계수를 1로서 간주하는 내진설계가 가능함을 확인하였다.

- (3) 세장비 5.2~6.9 범위를 갖는 내풍설계된 초고층 철골대각가새골조는 500년 재현주기 지진동에 대해서는 다양한 지반조건하에서 모두 탄성저항할 수 있음을 보여주었다. 2400년 재현주기 지진동에 대해서는 S_D 및 S_E 지반에서 세장비 6.1이하의 모델은 비탄성거동이 예측되었다. 하지만 세장비 6.9이상의 모델은 지반조건에 관계없이 2400년 재현주기 지진동에 대해서도 탄성설계가 가능함을 보여주었다.
- (4) 성능기반설계법에 기초한 FEMA 356의 부채수준의 내진성능평가기준에 의할 때, 500년 재현주기 지진동에 대해서는 세장비 5.2이상의 모델이 모두 다양한 지반조건에 대해서 “즉시거주”수준을 나타내었다. 2400년 재현주기 지진동에 대해서는 세장비 6.9 모델은 지반조건에 상관없이 “즉시거주”수준을 나타내었으나, 세장비 5.2와 6.1 모델은 $S_A \sim S_D$ 지반에서는 “즉시거주”수준을 S_E 지반에서는 인명안전수준을 보였다.
- (5) FEMA 356의 시스템수준의 내진성능평가기준에 의할 때, 500년 재현주기 지진동에 대해서 세장비 5.2이상의 초고층 철골대각가새골조는 대체적으로 SA와 SB지반에서는 즉시거주, $S_C \sim S_E$ 지반조건에서는 인명안전의 내진성능수준을 나타내었다. 2400년 재현주기 지진동에 대해서는 본 연구의 해석모델들이 모두 500년 재현주기 지진동보다는 한 단계 낮은 수준의 내진성능수준을 보였다.
- (6) 비탄성거동이 예측되는 초고층건물은 탄성해석을 통해서 정확한 내진성능을 검토할 수 없을 뿐만 아니라 초고층건물의 상징성을 고려한다면, 정확한 초고층건물의 내진성능평가를 위해서는 추가적인 비선형 해석이 반드시 필요하며 추후 연구를 통해 검토하고자 한다.
- (7) 본 연구의 초고층 철골대각가새골조의 내풍설계는 경제성측면에서 제안된 최적설계에 기초한 것으로서 추후 연구를 통하여 지진하중에 대한 골조의 기여도를 합리적으로 분배할 수 있는 초고층 철골대각가새골조의 최적화된 내진설계 방안을 제시하고자 한다.

감사의 글

본 연구는 국토해양부 첨단도시개발사업의 연구비 지원(과제번호 #09 첨단도시 A01)에 의해 수행되었으며, 연구비 지원에 깊은 감사를 드립니다.

참 고 문 헌

- 대한건축학회 (2000) 건축물 하중기준 및 해설, 대한건축학회.
- 대한건축학회 (2009) 건축구조기준 및 해설, 대한건축학회.
- 이동근 (2006) 건축물의 내진설계를 위한 구조동역학(제2부: 등가정적해석법의 배경), 건축구조기술사회지, 13(2), pp.37~47.
- Council on Tall Buildings, Urban Habitat(CTBUH) (2008) Recommendations for the Seismic Design for Highrise Buildings, CTBUH.
- Federal Emergency Management Agency(FEMA) (2000) Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings(FEMA 356), FEMA.
- Gergely, P. (1995) R/C Buildings in Moderate Seismic Zone: Progress and Problems in Evaluation and Design, *Proceedings of Tom Paulay Symposium*, UCSD, USA.
- Los Angeles Tall Buildings Structural Design Council(LATBSDC) (2008) An Alternative Procedure for Seismic Analysis and Design of Tall Buildings Located in the Los Angeles Region: Consensus Document, LATBSDC.
- Lee, C.H., Kim, S. (2007) Elastic Seismic Design of Steel Highrise Buildings in Regions of Strong Wind and Moderate Seismicity, *International Journal of Steel Structures*, 7(4), pp.253~262.
- National Building Code of Canada(NBCC) (2005) User's Guide-NBC 2005 Structural Commentaries (Part 4 of Division B), NBCC.
- MIDAS Genw (2010) General Structure Design System for Windows, MIDASIT.
- Ministry of Construction of the People's Republic of China(MCPRC) (2001) GB 50011- 2001 Code for Seismic Design of Buildings, Beijing, MCPRC.
- Moon, K.S., Connor, J.J., Fernandez, J.E. (2007) Diagrid Structural Systems for Tall Buildings: Characteristics and Methodology for Preliminary Design, *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 16, pp.205~230.
- Structural Engineers Association of California (SEAOC) (1997) Recommended Lateral Force Requirements and Commentary, SEAOC.

- 논문접수일 2011년 2월 10일
- 논문심사일 2011년 2월 16일
- 게재확정일 2011년 5월 23일