

# 중진대의 지진환경하에서 내풍설계된 초고층 철골조 중심가새골조의 지진응답해석 및 내진성능평가

## Seismic Response Analysis and Performance Evaluation of Wind-Designed Concentrically Braced Steel Highrise Buildings under Moderate Seismicity

이 철 호\*  
Lee, Cheol-Ho

김 선 웅\*\*  
Kim, Seon-Woong

### 국문요약

국내와 같이 풍하중이 지배 횡하중으로 작용하는 중/약진대라 할지라도 초고층건물의 설계를 담당하고 있는 구조기술자는 특정세기의 잠재지진(가령 재래기 500년 정도의 설계용지진동 또는 재래기 2400년 정도의 최대한도지진)이 구조시스템에 미칠 수 있는 구조적 영향을 합리적으로 평가할 수 있어야 한다. 본 연구에서는 중/약진대로 분류되는 국내의 지진환경하에서, 국내 구조사무소의 평균적 실무관행에 따라 내풍설계된 초고층 철골중심가새골조를 가정하여 지진해석을 수행하고 내진성능을 평가하였다. 내풍설계에서 요구되는 사용성 요건 및 횡력저항 철골부재에 부과되는 폭-두께비 제한 등으로 인해 상당한 크기의 시스템 초과강도(system overstrength)가 유입됨을 확인할 수 있었다. 내풍설계과정에서 부차적으로 기인하는 이 시스템 초과강도로 인하여, 본 연구의 세장비 6 이상의 철골조 초고층 중심가새골조는 2400년 재래기의 최대한도지진에 대해서도 즉시입주 가능한 거동수준에서 탄성적으로 저항할 수 있음을 확인하였다.

**주요어** : 초고층 건물, 철골중심가새골조, 내풍설계, 내진설계, 중진대, 내진성능평가

### 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 500-year design basis earthquake (DBE) or the 2400-year maximum credible earthquake (MCE) on the selected structural system should be considered at least in finalizing the design. In this study, seismic performance evaluation was conducted for concentrically braced steel highrise buildings that were only designed for wind by following the assumed domestic design practice. It was found 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 strength demand-to-strength capacity study based on the response spectrum analysis revealed that, due to the system overstrength factors mentioned above, wind-designed concentrically braced steel highrise buildings having a slenderness ratio of larger than six can withstand elastically even the maximum credible earthquake at the performance level of immediate occupancy.

**Key words** : highrise buildings, concentrically braced steel frames, wind design, seismic design, moderate seismic zone, seismic performance evaluation.

## 1. 서 론

국내의 지진위험도는 중·약진대 수준으로서 설계용 지진 가속도의 크기가 상대적으로 작다. 더군다나 초고층건물은 통상 기본진동주기가 스펙트럼상의 “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. 일반 엔지니어의 경우 두 하중 사이의 이러한 “겉보기 크기”를 근거로 풍하중에 대한 설계에만 치중할 뿐, 내진 성능에 대한 검증을 생략하거나 간략히 취급하는 경향이 있다. 그러나 다음과 같은 점이 간과되어서는 곤란하다. 지진하중을 반응수정계수로서 나누어 풍하중과 비교하였다면, 지진하중하에서 구조시스템의 비탄성거동에 의한 에너지소산

을 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 초고층건물의 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. 그러나 비탄성영역에 진입할 경우 부정정도가 낮아 힘의 재분배를 기대하기 힘들고, 가새의 좌굴이후 좌굴층에 비탄성변형이 누적되는 연약층 형성 가능성 때문에 내진성능은 매우 낮게 평가되고 있다. 즉 철골 중심가새골조는 내진성능의 측면에서는 취성시스템(brittle system)으로 분류되어야 한다.<sup>(1)</sup>

1990년대 이후 미국의 중부 및 동부, 유럽의 일부, 중국, 호

\* 정회원, 서울대학교 건축학과 부교수 (대표저자: ceholec@snu.ac.kr)

\*\* 학생회원, 서울대학교 건축학과 박사과정

본 논문에 대한 토의를 2005년 2월 28일까지 학회로 보내 주시면 그 결과를 게재하겠습니다.  
(논문접수일 : 2004. 6. 18 / 심사종료일 : 2004. 12. 8)

주 등에 내진설계가 도입되면서 중진대에서의 내진설계가 문제로 대두되고 있으나, 중진지역 내진설계와 관련하여 합의된 방안이 아직 존재하지 않는다.<sup>(2)</sup> 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. 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. 더군다나 내풍설계에서 요구되는 지붕층변위 및 층간변위 제한조건, 거주사용성 확보를 위한 풍진동 제한조건 등을 만족시키면 상당한 시스템초과강도(system overstrength)를 갖는 구조물로 설계될 가능성이 매우 크다. 즉 양호하게 내풍설계된 철골조 초고층 중심가새골조의 내진설계는 가새시스템을 “unreduced spectral demand”에 대해 탄성설계 하거나 또는 한정연성도(limited ductility) 설계개념에 의해 접근하는 것이 중진대

의 제반실상을 반영하면서도 훨씬 명쾌하고 경제적인 방안이 될 수 있다. 이 가능성을 염두에 두고 본 연구를 수행하였다.

## 2. 초고층 철골조 중심가새골조의 내풍설계

본 연구에서는 내풍설계만 반영된 철골조 초고층 구조물의 내진성능평가를 위해 표 1에 제시된 풍하중 설계조건을 적용하여 설계하였다.<sup>(3)</sup> 구조시스템은 강성과 강도 확보에 가장 효율성이 높은 메가 중심가새골조로 계획하였다[12개층을 하나의 타이어(tier)로서 고려]. 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).<sup>(4)</sup> 이 시스템의 행력은 외곽부에 위치한 플랜지기둥(flange columns)과 대각가새(diagonals)로 이루어진 대형 수직트러스 시스템에 의해 100% 지지된다. 플랜지 기둥은 압축재로서 각 층의 전도모멘트에 저항하고, 대각가새는 휨압축재로서 층전단력을 분담하는 시스템이다.<sup>(5)</sup> 이 부재들은 좌굴에 대한 저항력이 우수한 각형강관을 조립재로서 설계하였고, 수직하중만을 지지하는 보와 기둥은 압연H형강으로 설계하였다[사용강종은 모두 SM490A TMC ( $F_y = 3.3$

표 1 풍하중 산정조건

항목	구분	수치	비고
풍하중	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( $I_w$ )	1.1	중요도 구분(특)
	감쇠정수( $\zeta_f$ )	0.02	2 % of critical(가새골조) <sup>(6)</sup>

\* 고정하중: 0.55 tont/m<sup>2</sup> \*\* 적재하중: 0.25 tont/m<sup>2</sup>(사무소)

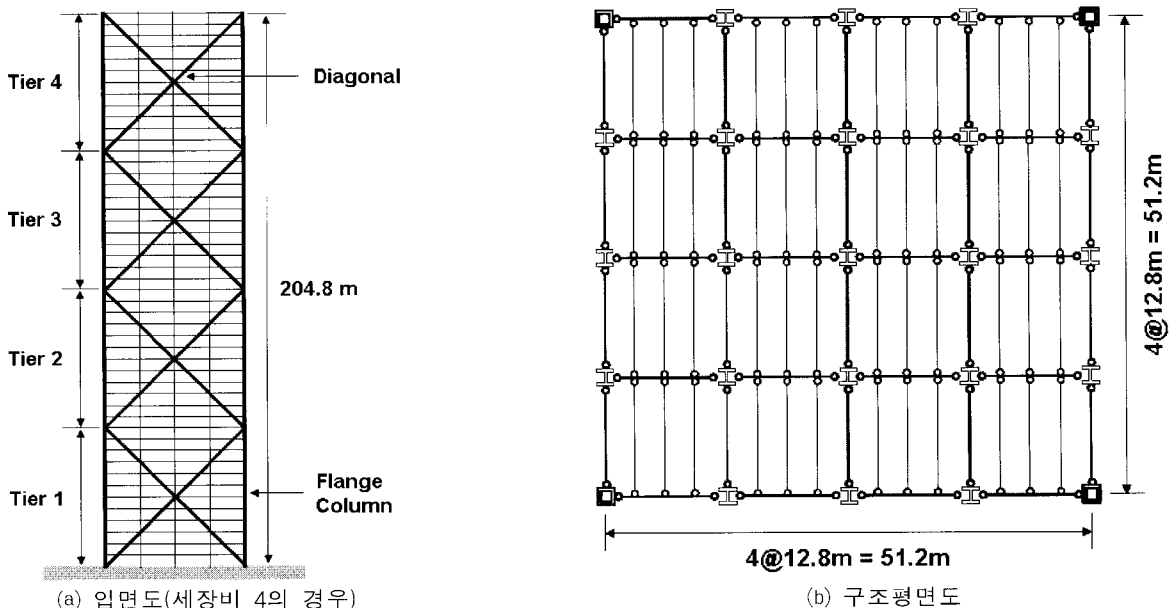


그림 1 철골 중심가새골조의 구조평면도 및 입면도

표 2 주요 구조부재의 사이즈

(a) 플랜지기둥								(b) 대각가새							
세장비	Tier	소요면적 (cm <sup>2</sup> )	단 면	폭두께비 (D/t)	두께 (mm)	설계단면 (cm <sup>2</sup> )	단면증가율 (%)	세장비	Tier	소요면적 (cm <sup>2</sup> )	단 면	폭두께비 (D/t)	두께 (mm)	설계단면 (cm <sup>2</sup> )	단면증가율 (%)
4	1	2,348	□-1150×1150	16.5	62.2	2,704.9	15.2	4	1	545	□ 620×620	20	28.2	667.1	22.4
	2	1,954	□-1120×1120	21.7	47.2	2,025.4	3.7		2	505	□-580×580		26.4	583.8	15.6
	3	1,534	□-1100×1100	27.6	37.2	1,581.4	3.1		3	449	□-530×530		24.1	487.5	8.6
	4	824	□-1085×1085	34.6	29.7	1,251.6	51.9		4	320	□-480×480		21.8	399.9	25.0
5	1	3,682	□-1450×1450	15.6	82.4	4,506.9	22.4	5	1	739	□ 730×730	20	33.2	924.9	25.2
	2	3,171	□-1425×1425	18.4	69.9	3,788.9	19.5		2	696	□-700×700		31.8	850.4	22.2
	3	2,619	□-1400×1400	22.4	57.4	3,082.6	17.7		3	638	□ 660×660		30.0	756.0	18.5
	4	1,642	□-1380×1380	27.1	47.4	2,526.6	53.9		4	505	□-620×620		28.2	667.1	32.1
	5	869	□ 1360×1360	34.4	37.4	1,978.6	127.7		5	354	□-580×580		26.4	583.8	64.9
6	1	5,378	□-1700×1700	15.0	100.0	6,400.0	19.0	6	1	948	□-860×860	20	39.1	1,283.6	35.4
	2	4,749	□-1675×1675	17.1	87.5	5,556.3	17.0		2	903	□-830×830		37.7	1,195.6	32.4
	3	4,053	□-1650×1650	20.0	75.0	4,725.0	16.6		3	843	□ 800×800		36.4	1,110.7	31.8
	4	2,787	□-1630×1630	23.1	65.0	4,069.0	46.0		4	705	□-770×770		35.0	1,029.0	46.0
	5	1,737	□-1605×1605	28.6	52.5	3,260.3	87.7		5	551	□-740×740		33.6	950.4	72.5
	6	910	□-1585×1585	35.3	42.5	2,622.3	188.2		6	383	□-700×700		31.8	850.4	122.0
7	1	7,481	□-1900×1900	14.6	114.5	8,174.8	9.3	7	1	1,170	□ 1050×1050	20	47.7	1,913.4	63.5
	2	6,712	□-1875×1875	16.4	102.0	7,233.8	7.8		2	1,124	□ 1020×1020		46.4	1,805.7	60.6
	3	5,858	□-1850×1850	18.7	89.5	6,302.6	7.6		3	1,062	□-990×990		45.0	1,701.0	60.2
	4	4,293	□-1830×1830	21.0	79.5	5,566.6	29.7		4	920	□-960×960		43.6	1,599.5	73.9
	5	2,936	□-1805×1805	24.9	67.0	4,657.8	58.6		5	762	□ 920×920		41.8	1,469.0	92.8
	6	1,814	□-1785×1785	29.3	57.0	3,939.8	117.2		6	591	□-880×880		40.0	1,344.0	127.4
	7	941	□-1765×1765	35.6	47.0	3,229.8	243.2		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	W30×90	H-750×265×12×16
	작은보	W16×45	H-400×200×8×13
4	중력기둥	W14×132	H-374×374×17×27
5		W14×159	H-381×397×19×31
6		W14×211	H-399×402×25×40
7		W14×257	H-417×407×30×48

tf/cm)].<sup>(7)</sup> 큰보와 작은보는 합성보로서 설계하는 것으로 가정하였다(표 2 참조).<sup>(8)</sup> 모든 접합부는 단순접합으로 처리하여 접합비용을 최소화하고자 하였다.

구조물의 사용성 확보를 위해 대각가새의 전단변형모드와 플랜지 기둥의 휨변형모드의 제어를 통하여 지붕층 변위 및 층간변위를 각각 건물고 및 층고의 1/500 이내에 들도록 설계하였다(표 3 참조).<sup>(5)</sup> 이러한 변위제한과 더불어 강관의 국부좌굴방지를 위한 폭-두께비 제한을 만족시키면 부재의 크기가 증가하게 됨을 확인할 수 있었다(표의 2의 단면증가율 참조). 이는 결과적으로 시스템의 횡강도를 크게 증가시키는 시스템 초과강도 요인(system overstrength factor)으로 작용하므로 강진 내습시에도 탄성적으로 거동할 수 있는 가능성을 증대시킬 것이다. 강풍이 유발하는 풍진동 가속도는 NBCC 1995 규준의 풍하중 상세산정과정(detailed procedure)을 따라 산출하였다(아래의 식 1 및 2 참조, 본 논문에 사용된 기호는 후미에 별도로 정리하였으니 참조바람).<sup>(9)</sup> 풍진동 가속도 산

출에 필요한 재현주기 10년의 풍속(19.68 m/sec)은 기상청에서 제공한 자료를 바탕으로 다음의 Gumbel 극치 분포식을 이용하여 얻었다(식 3 참조).<sup>(3)</sup> 일반적으로 초고층 건물의 경우(통상  $[WD]^{1/2}/H \leq 1/3$ 인 경우) 풍직각방향에 의한 진동이 사용성에 더 큰 문제를 일으키는 것으로 알려져 있다. 본 연구에서 설계한 구조시스템(건물밀도 = 128.9 kgf/m<sup>3</sup>)은 풍진동 가속도에 대한 사용성기준(사무소 건물의 경우 30 gal 이하)을 모두 만족하고 있다(표 4 참조).

풍방향(along-wind):

$$a_D = 4\pi^2 n_D^2 g_p \sqrt{\frac{KsF}{C_e \beta_D} \frac{\Delta}{C_g}} \quad (1)$$

풍직각방향(across-wind):

$$a_W = n_W^2 g_p \sqrt{WD} \left( \frac{a_r}{\rho_B g \sqrt{\beta_W}} \right) \quad (2)$$

표 3 지붕층 횡변위 검토

세장비	지붕층 횡변위(cm)
4	40.88 ≤ 40.96 (O.K)
5	50.86 ≤ 51.20 (O.K)
6	61.41 ≤ 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	9.37	7.42	30 (O.K)
5	13.31	8.78	30 (O.K)
6	18.05	10.18	30 (O.K)
7	23.63	11.59	30 (O.K)

표 5 지진하중 산정조건

횡하중패턴	구 분	수 치	비 고
지진하중	지역계수( $A$ )	0.11	지진구역 1
	중요도계수( $I_E$ )	1.5	중요도 구분(특)
	반응수정계수( $R$ )	3.5	가새골조
	지반계수( $S$ )	1.2	지반 2

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

참고로 설계횡풍력의 크기를 내진규준상의 등가정적지진하중과 비교하여 보면 그림 2 및 3과 같다 (양 하중의 크기 비교를 위한 산정조건은 표 1 및 표 5 참조).<sup>(3)</sup> 국내의 경우 설계풍하중(1.3W)이 설계등가정적지진하중[1.5 E/R(= 3.5)]을 크게 초과하고 있음을 알 수 있다(특히 노풍도가 클수록). 일반 엔지니어의 경우 두 하중 사이의 이러한 “겉보기 크기”를 근거로 풍하중에 대한 설계에만 치중할 뿐, 내진성능에 대한 검증을 생략하거나 간략히 취급하는 경향이 있는데, 이와 관련된 문제점은 서론에서 이미 언급한 바가 있다.

### 3. 동특성 분석

#### 3.1 기본진동주기 및 밀면전단력 비교

기본진동주기는 내풍설계 및 내진설계과정 모두에서 사

용되는 중요한 구조 파라미터이다. 동특성분석결과를 논의 하기에 앞서 초고층건물의 기본진동주기 산정문제를 간략히 언급하고자 한다. 우선 기본진동주기를 3가지 가용한 방법(규준의 공식<sup>(3)</sup>, 레일리방법<sup>(5)</sup>, 3차원고유치해석<sup>(10)</sup>)에 의해 산정한 후 비교한 결과를 표 6에 정리하였다. 이론상의 정해로 볼 수 있는 SAP2000의 3차원구조해석모델의 고유치해석에 의한 기본진동주기는 내진규준의 공식에 비해 2배에 가까운 차이를 보인다. 고전적 근사해석법인 레일리 방법(Rayleigh Method)에 의한 기본진동주기의 산정값은 세장비가 작을 때는 오차가 작으나 세장비가 커짐에 따라 점차 큰 차이를 보이고 있다. 이 방법은 정적해석 부산물로 얻어지는 횡변위를 이용하여 기본진동주기의 근사치를 추정하는 방법이므로, 개념설계 내지는 예비설계단계에서는 충분히 활용 가능성이 있는 것으로 사료된다.

아래의 식 4는 모멘트골조가 아닌 모든 구조시스템에 적용토록 되어있는 내진규준의 기본진동주기 산정식이다. 단지 건물의 층고를 반영할 뿐 진동주기에 영향을 미치는 다른 중요한 구조시스템 파라미터가 전혀 반영되어 있지

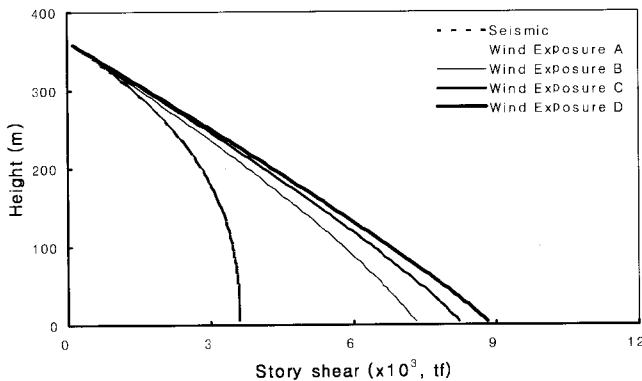


그림 2 밀면전단력 비교(세장비 7일 경우)

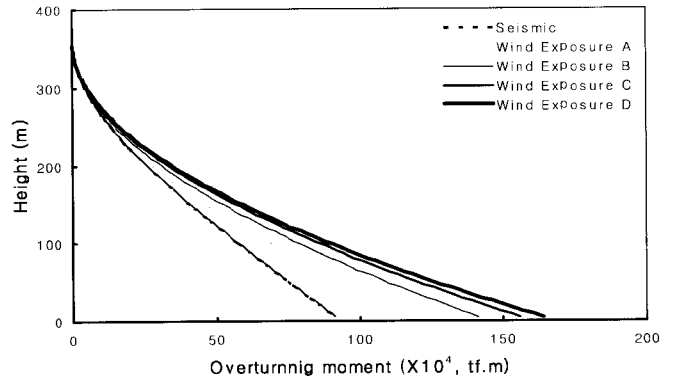


그림 3 전도모멘트 비교(세장비 7일 경우)

않음을 알 수 있다. 이 식은 1971년 San Fernando 지진 내습시철근콘크리트 전단벽구조물의 상층부에서 계측된 제한된 데이터를 근거로 캘리브레이션된 경험식으로서, 본 연구의 대상인 초고층 중심가새골조와 같은 구조시스템의 경우까지 포괄하도록 제시된 것은 아님에 유의할 필요가 있다.<sup>(11)</sup> 어쨌든 기준의 산정식은 일반적으로 기본진동주기를 저평가함으로써 지진하중에 대한 설계력 산정의 측면에서 보수적인 결과를 주도록 캘리브레이션 되어있다. 그러나 지진이 유발하는 변위수요를 예측하는데 있어서도 저평가된 기본진동주기를 사용하면 변위수요를 과소평가하는 결과를 유발하므로 도리어 보수적이지 않다. 충분한 데이터를 기초로 한 경험식이 아직 제시되지 않은 초고층건물의 경우, 내진성능의 평가와 관련한 변위수요의 예측에는 현행의 식 4보다는 실제 구조시스템의 동특성을 합리적으로 모델링하여 얻어진 고유치해석결과를 사용하는 것이 바람직할 것으로 사료된다.

표 6 기본진동주기 비교

세장비	기본진동주기(T, sec)				
	내진기준의 공식	내진기준값× 1.4 (기준상의 상한값)	레이리 방법		SAP2000에 의한 3차원구조 모델의 고유치해석
			사용 횡하중패턴 지진하중	풍하중	
4	2.64	3.70	4.49	4.52	5.04
5	3.12	4.37	4.79	4.84	5.75
6	3.58	5.01	5.05	5.12	6.50
7	4.02	5.63	5.21	5.29	7.28

$$T = 0.0488(h_n)^{3/4} \quad (4)$$

그림 4는 지진구역 I 의 단단한 토사지반( $S_d$ )에서의 500년 및 2400년 재래기 지진동에 대한 설계스펙트럼에 의한 스펙트럼 가속도와 설계풍하중의 크기를 비교한 것이다<sup>(12)</sup>, 참고로 FEMA 273에서는 500년 및 2400년 재래기

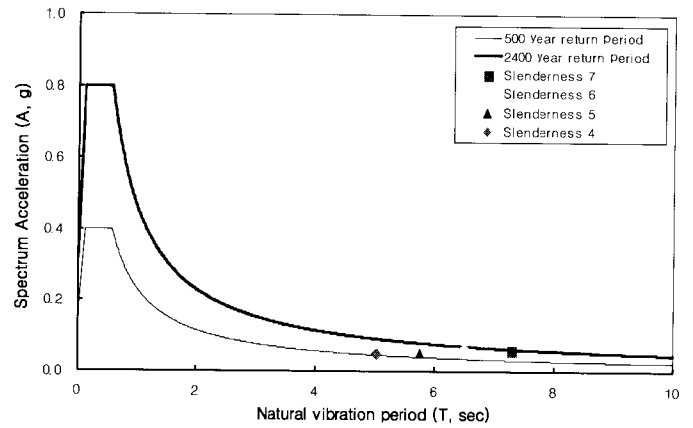


그림 4 설계풍력과 건교부 내진설계스펙트럼의 비교

지진동을 각각 DBE(Design Basis Earthquake) 및 MCE(Maximum Credible Earthquake)라 칭하고 있다. 그림 4에 도시한 점들은 “풍하중에 의한 밀면전단력계수”를 표시하는 것으로서 설계풍하중(1.3W)을 건물의 총중량으로 나눈 값이다. 각 세장비별 기본진동주기는 SAP2000의 고유치해석결과를 사용하였고(표 6 참조) 풍하중에 대한 사용성확보에서 요구되는 초과강도부분을 포함치 않은 것이다. 그림 4에서 보듯이 설계풍하중(1.3W)에 의한 밀면전단력의 크기가 500년 재래기 지진동의 “elastic spectral demand”를 상회하고 있음을 알 수 있고, 심지어 세장비 7의 경우는 2400년 지진의 “elastic spectral demand”에 육박하고 있다. 국내의 경우 초고층성이 증대될수록 탄성 또는 한정연성도 개념에 의한 내진설계전략의 구현이 가능함을 시사하는 것이라 볼 수 있다.

### 3.2 모드참여계수 및 모드간 상관성 검토

중저층모멘트골조의 동특성은 비교적 잘 알려져 있으나 초고층구조시스템의 경우는 상대적으로 그렇지 못하다. 본 연구의 대상인 초고층 철골조 중심가새골조의 동특성을 간략히 검토해 보았다. 그림 5는 고유치해석에서

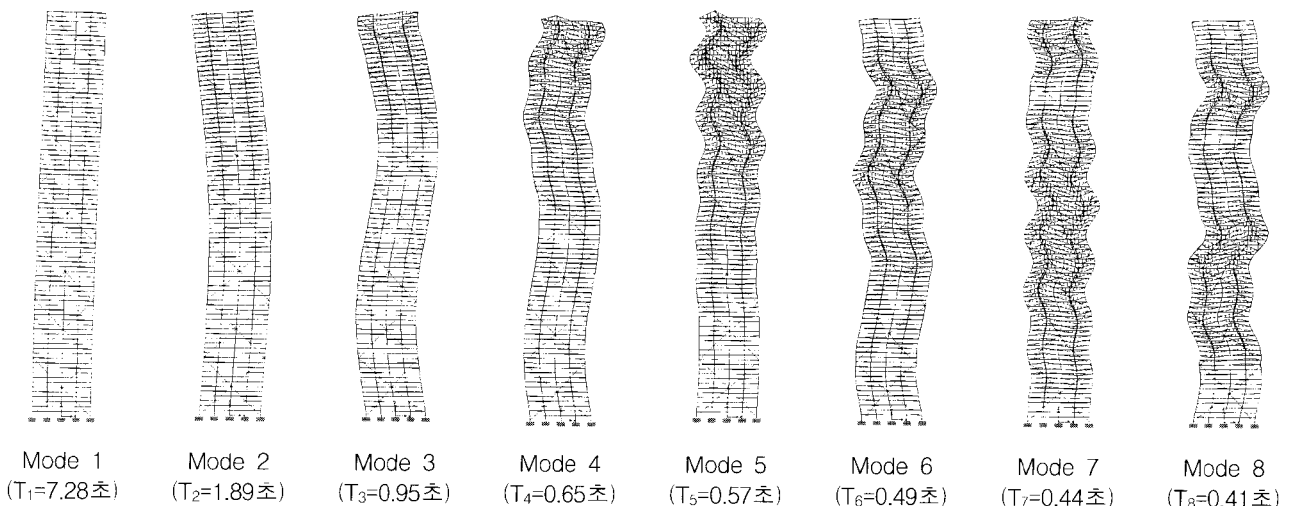


그림 5 모드형상(세장비 7일 경우)

표 7 모드참여계수

모드 \ 세장비	4	5	6	7
1	1.46	1.48	1.51	1.53
2	-0.62	-0.68	-0.72	-0.76
3	-0.03	0.18	0.33	0.37
4	0.27	0.12	-0.04	-0.20
5	-0.01	-0.13	-0.15	-0.02
6	-0.11	-0.04	0.05	0.13
7	0.02	0.07	0.07	-0.00
8	0.01	0.01	-0.03	-0.08
9	0.00	-0.02	-0.04	0.00
10	0.00	-0.02	0.02	0.04
11	0.00	0.00	0.00	0.00
12	0.00	0.00	-0.02	-0.01

표 8 진동모드간 상관계수매트릭스(세장비 7일 경우)

모드 (주기, 초)	1 (T <sub>1</sub> =7.28초)	2 (T <sub>2</sub> =1.89초)	3 (T <sub>3</sub> =0.95초)	4 (T <sub>4</sub> =0.65초)	5 (T <sub>5</sub> =0.57초)	6 (T <sub>6</sub> =0.49초)	7 (T <sub>7</sub> =0.44초)	8 (T <sub>8</sub> =0.41초)	9 (T <sub>9</sub> =0.38초)	10 (T <sub>10</sub> =0.35초)	11 (T <sub>11</sub> =0.34초)	12 (T <sub>12</sub> =0.32초)
1	1	0.004	0.001	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2	0.004	1	0.019	0.007	0.005	0.004	0.003	0.003	0.002	0.002	0.002	0.002
3	0.001	0.019	1	0.065	0.034	0.021	0.015	0.012	0.010	0.008	0.008	0.006
4	0.001	0.007	0.065	1	0.323	0.109	0.059	0.041	0.031	0.023	0.021	0.017
5	0.000	0.005	0.034	0.323	1	0.340	0.137	0.082	0.059	0.040	0.035	0.027
6	0.000	0.004	0.021	0.109	0.340	1	0.449	0.213	0.132	0.078	0.066	0.048
7	0.000	0.003	0.015	0.059	0.137	0.449	1	<b>0.605</b>	0.322	0.158	0.126	0.083
8	0.000	0.003	0.012	0.041	0.082	0.213	<b>0.605</b>	1	<b>0.710</b>	0.310	0.234	0.139
9	0.000	0.002	0.010	0.031	0.059	0.132	0.322	<b>0.710</b>	1	0.582	0.424	0.228
10	0.000	0.002	0.008	0.023	0.040	0.078	0.158	0.310	0.582	1	<b>0.910</b>	0.506
11	0.000	0.002	0.008	0.021	0.035	0.066	0.126	0.234	0.424	<b>0.910</b>	1	0.689
12	0.000	0.002	0.006	0.017	0.027	0.048	0.083	0.139	0.228	0.506	0.689	1

얻어진 1차에서 8차까지의 진동모드를 도시한 것이다. 일반적으로 중저층 건축물은 3차 진동모드까지가 주요모드로 작용한다. 본 연구의 초고층모델 역시 1차 ~ 3차 진동모드를 취합하면 유효모질량(effective modal mass)의 90% 이상이 포함됨을 확인할 수 있었다. 이는 응답의 조합에 포함시킬 모드의 범위를 결정하는데 참조할 수 있다. 식 5로 표시되는 모드참여계수(modal participation factors)는 지진입력이 각 진동모드를 자극하는 정도를 표시하는 지표로 볼 수 있다. 표 7은 이 값을 정리한 것이다. 중저층모델의 1차모드의 참여계수는 1.4를 넘지 않는 경우가 대부분이다. 반면 본 연구의 중심가새 구조시스템은 1.46 ~ 1.55의 범위로서 약간 증가된 값을 보임을 알 수 있다.

$$\Gamma_n = \phi_n^T m \{1\} / \phi_n^T m \phi_n \quad (5)$$

표 8은 각 진동모드간의 응답상관성을 요약한 응답상

관계수매트릭스(correlation coefficient matrix)로서 모든 모드의 감쇠비를 5%로 가정하고 널리 사용되는 Der Kiureghian의 제안식에 의해 계산한 것이다.<sup>(13)</sup> 진동주기의 간격이 좁아지는 몇몇의 고차모드에서 높은 상관성을 보여주고 있다. 가령 10차와 11차 모드간의 상관도는 0.91 정도나 된다. 그러나 표 7에서 보듯이 이들 고차모드가 자극받는 정도가 아주 미미하기 때문에, 다음의 절의 SRSS 및 CQC 조합법에 의한 해석결과에서 보듯이, 전체 응답에 미치는 영향은 무시할만 한 것으로 평가되었다.

#### 4. 응답스펙트럼해석 및 내진성능평가

전절에서 언급한 것처럼 일부 고차모드간에 큰 상관성이 존재하는 것으로 확인되었다. 이들 일부 고차모드가 상관성이 실제로 전체적 응답에 미치는 영향은 정도는, 모드간의 상관성이 전혀 없는 것으로 보고 응답을 조합하는 SRSS(Square Root of Sum of Squares)방법과 모드

표 9 모드조합법의 비교(입력스펙트럼은 건교부 500년 재래기 스펙트럼을 사용함)

세장비	분 류	밀면전단력(tf)	전도모멘트(tf·m)	지붕층변위(cm)
4	SRSS	3,054.2	317,695.6	42.40
	CQC	3,140.3	318,039.2	42.37
	SRSS/CQC	2.82%	0.11%	-0.08%
5	SRSS	3,462.6	431,716.2	49.27
	CQC	3,605.1	432,295.7	49.24
	SRSS/CQC	4.12%	0.13%	-0.06%
6	SRSS	3,831.4	547,166.0	56.42
	CQC	3,973.4	547,916.5	56.38
	SRSS/CQC	3.71%	0.14%	-0.07%
7	SRSS	4,480.2	665,267.7	64.16
	CQC	4,530.7	666,478.5	64.12
	SRSS/CQC	1.13%	0.18%	-0.06%

간의 상관성을 반영하여 응답을 조합하는 CQC(Complete Quadratic Sum)방법에 의한 해석결과를 통하여 가능할 수 있다. 표 9에서 보듯이 저차의 12개 모드를 사용하여 두 가지 모드조합법에 의해 얻어진 구조물의 주요 응답 간에 큰 차이가 없음을 알 수 있다. 본 연구의 초고층 철골중심가새골조의 경우 표 7의 모드참여계수값을 고려한다면, 저차의 4개 모드를 SRSS에 의해 조합하여 응답을 산정하여도 실용상 충분한 정확도를 얻을 수 있을 것으로 사료된다.

건교부 설계스펙트럼의 500년 및 2400년 재래기 지진

동을 입력스펙트럼으로하여 지진하중에 대한 저항요소인 플랜지기둥 및 대각가새의 “strength demand-to-strength capacity” 해석을 수행하였다. 즉 강도수요(strength demand)는 구조시스템의 탄성거동을 가정하고 입력스펙트럼에 대해 SRSS해석을 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 6을 만족하는 부재는 탄성상태에 있게 될 것이다. “강도수요 대 보유강도의 비”가 1을 초과하는 정도가 크면 클수록 부재는 비탄성

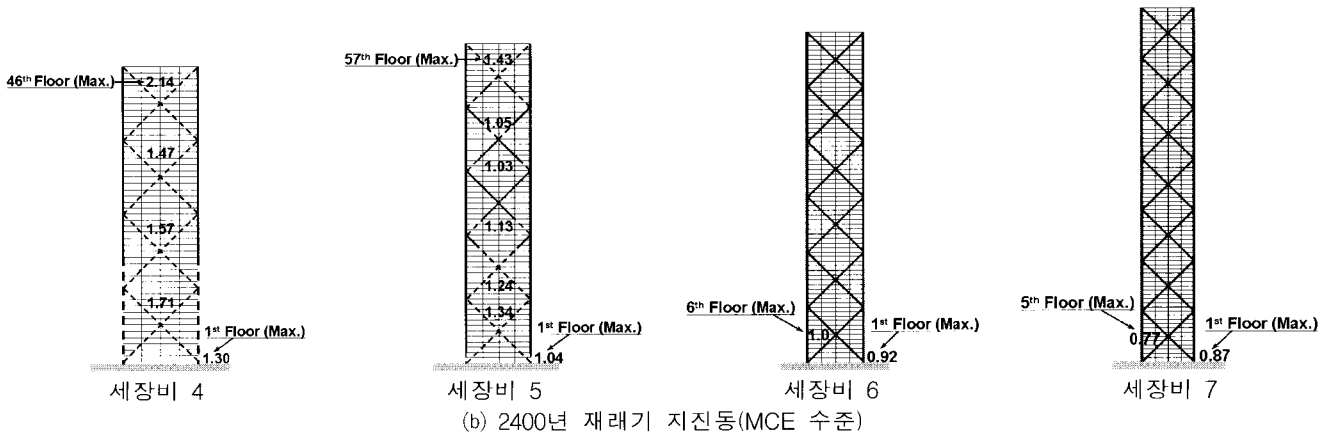
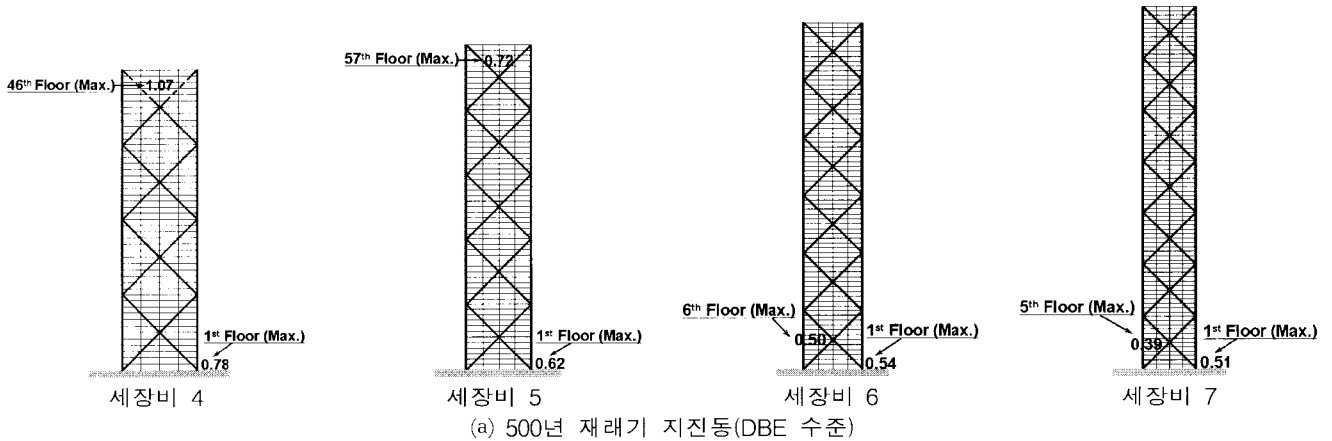


그림 6 강도수요 대 보유강도 비의 분포(—: 탄성부재, ...: 비탄성부재)

영역에 진입하는 정도가 증가될 것이다. 즉 간단한 선형 해석을 통하여 특정입력에 대하여 어떤 구조물이 탄성상태를 유지할 수 있는지의 여부를 쉽게 판별할 수 있을 것이다. 원칙적으로 1개의 부재라도 식 6을 만족하지 않으면 비탄성거동에 의한 힘이 재분배가 발생하기 때문에, “strength demand-to-strength capacity” 해석법은 타당성을 잃는다. 그러한 경우에도 특정입력이 요구하는 비탄성거동의 정도를 탄성해석을 통하여 간편하게 가능해 볼 수 있는 장점이 있다. 이런 점을 충분히 감안하고 본 해석결과를 활용할 것이다.

$$\frac{Strength\ Demand}{Strength\ Capacity} \leq 1 \quad (6)$$

그림 6의 (a) 및 (b)는 각각 500년, 2400년 재래기 지진을 입력으로 하여 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 장기기화로 인해 지진스펙트럼가속도가 상당히 저감되고 내풍설계의 사용성조건을 만족시키는 과정에서 상당한 시스템 초과강도가 유입되기 때문이다.

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 273이 (매우 주관적이고 정성적임을 전제하고) 층간변위가 0.5%, 1.5%, 2%를 초과하지 않으면, 각각 즉시입주(Immediate Occupancy, IO), 인명손상방지(LS), 붕괴방지(CP) 수준으로 내진성능을 평가하고

있다. 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 10 참조). 그러나 세장비 4와 5의 경우는 2400년 재래기 지진동에 의해 예상되는 비탄성거동으로 인하여 정확한 내진성능수준을 평가할 수 없다. 이들에 대해서는 푸쉬오버해석 또는 비선형 동적해석 등의 후속연구를 통하여 좀 더 면밀히 검토해야 할 것이다.

## 5. 요약 및 결론

중진지역 구조물의 내진설계와 관련하여 합의된 방안이 아직 존재하지 않는다. 따라서 중진지역에서 내진설계법을 정립하는 문제는 지진공학분야에서 해결해야 할 시급한 문제들 가운데 하나라 할 수 있다. 본 연구에서는 태풍을 받는 강풍대에 속하면서 중/약진대에 속하는 국내의 상황에서 초고층 철골중심가새골조의 내진설계 또는 내진성능평가를 어떻게 접근할 것인가 하는 관점에서 문제를 고찰하였다.

1. 양호하게 내풍설계된 철골조 초고층 중심가새골조의 경우 상당한 시스템초과강도를 갖고 있음을 확인하였다. 결과적으로 이 시스템 초과강도를 통하여 500년 재래기의 지진동에 대해서는 탄성적으로 저항할 수 있음을 확인하였다. 이는 초고층건물의 경우, 500년 재래기 지진동에 대해서는 에너지소산능력의 확보에 필요한 고비용의 내진연성상재가 필요치 않을 수 있음을 의미한다. 2400년 재래기 지진동의 경우에도 세장비 6 이상에서는 탄성저항 가능성을 알 수 있었다.
2. FEMA 273의 내진성능평가기준에 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 예견되므로 비탄성거동을 좀더 면밀히 검토할 필요가 있다.

표 10 FEMA 273규정에 근거한 내진성능평가

세장비	DBE		MCE		발생층
	최대층간변위(%)	성능평가수준	최대층간변위(%)	성능평가수준	
4	0.29%	IO level	N.A.(비탄성)	?	N.A.(비탄성)
5	0.25%	IO level	N.A.(비탄성)	?	N.A.(비탄성)
6	0.23%	IO level	0.46%	IO level	49층
7	0.23%	IO level	0.47%	IO level	73층



- 내풍설계에서 부차적으로 기인하는 시스템 초과강도는 세장비가 클수록 증대되므로 “탄성내진설계”, 즉 지진하중저감계수(곧 반응수정계수)를  $R=1$ 로 고려하는 대신 지진에너지소산에 필요한 고비용의 연성상재는 전혀 사용치 않는, 설계전략의 구현은 건물의 “고층성”이 증가할수록 용이해질 것으로 사료된다. 이는 강진 내습 후에도 소성화에 따른 영구변형이 남지 않는 “self-centering”이라는 바람직한 거동속성을 갖는 초고층건물의 구축이 가능함을 시사한다.
- 단, 철골중심가새골조는 근본적으로 취성시스템이란 점, 지진하중의 특유의 큰 불확성, 그리고 초고층건물의 상대적 중요성 및 상징성을 감안한다면 여유있는 시스템 초과강도를 갖도록 설계하는 것이 바람직할 것이다.

### 감사의 글

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

### 사용 기호

본 논문에서 사용된 기호는 다음과 같다.

- $a$  = Gumbel 극치분포의 특성치
- $a_D$  = 풍방향 가속도
- $a_r = 78.5 \times 10^{-3} [V_H / (n_W \sqrt{WD})]^{3.3}$ , Pa
- $a_W$  = 풍직각방향 가속도
- $b$  = Gumbel 극치분포의 특성치
- $C_e$  = 노풍도구분에 따른 풍속의 고도분포계수
- $C_g$  = 동적 가스트계수
- $D$  = 풍방향의 건물의 폭, m
- $F$  = 가스트 에너지비
- $g$  = 중력가속도 = 9.81 m/sec<sup>2</sup>
- $g_p$  = 최대치계수(peak factor)
- $h_n$  = 밑면으로부터 최상층까지의 건축물의 높이, m
- $K$  = 지형에 따른 표면 평활도계수
- $m$  = 질량
- $n_D$  = 풍방향의 고유진동수
- $n_W$  = 풍직각방향의 고유진동수
- $s$  = 건물의 형상비에 따른 크기 감소계수
- $T$  = 시간, 년

- $V_H$  = 최상층에서의 평균풍속
- $V_{(T)}$  = 재현기간  $T$ 년의 풍속
- $W$  = 풍직각방향의 건물의 폭, m
- $\beta_D$  = 풍방향의 임계감쇠계수
- $\beta_W$  = 풍직각방향의 임계감쇠계수
- $\Gamma_n$  =  $n$ 차모드의 모드참여계수
- $\Delta$  = 풍방향에서의 풍하중에 의한 최상층의 횡변위, m
- $\rho_B$  = 건물의 평균밀도, kg/m<sup>3</sup>
- $\phi_n$  =  $n$ 차모드의 고유모드
- {1} = 모든 요소가 1인 열벡터

### 참고 문헌

- 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.
- Gergely, P., "R/C Buildings in Moderate Seismic Zone: Progress and Problems in Evaluation and Design," *Proc. of Tom Paulay Symposium*, UCSD, USA, 1995.
- 대한건축학회, 건축물 하중기준 및 해설, 테림문화사, 2000.
- AISC, *Manual of Steel Construction: Load and Resistance Factor Design*, Third Edition, 2001.
- Englekirk, R.E., "Highrise Design Considerations in Regions of Moderate Seismicity," Korea University, Special Lecture, 1996.
- CTBUH, *Structural Systems for Tall Buildings*, McGraw-Hill, 1994.
- 김종락외 3인, "용접구조용 압연강재의 제성질에 관한 통계적 연구", 한국강구조학회 학술발표논문집, 1999. 6.
- Segui, W.T., *LFRD Steel Design*, Thomson, Third Edition, 2003.
- NBCC, *NBC 1995 Structural Commentaries(Part 4)*.
- CSI, *SAP2000 Analysis Reference*.
- ATC, "Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings," prepared by Applied Technology Council, 1984.
- 한국지진공학회, "내진설계기준연구(II)", 건설교통부, 1997.
- Der Kiureghian, "A Response Spectrum Method for Random Vibration Analysis of MDF Systems," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 9, 1981, pp.419-435.

14. 대한건축학회, 한계상태설계기준에 의한 강구조설계 예제집, 2002.
15. Chopra, A.K., *Dynamics of Structures*, Prentice Hall, Second Edition, 2001.
16. Englekirk, R.E., *Steel Structures: Controlling Behavior Through Design*, John Wiley & Sons, 1994.
17. Federal Emergency Management Agency, *NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings (FEMA Publication 273)*, 1997.