

# 철근콘크리트 초고층 건축물에 적용가능한 지진력저항시스템



정광량  
주동양구조안전기술 대표이사

## 1. 서론

최근 국내에는 삼성동 I Park를 시작으로 포스코 더# 센텀스타(60층), 목동 트라펠리스(50층) 등의 초고층 철근콘크리트 건축물에 플랫폼레이트를 적용하여 건설하고 있어 초고층 철근콘크리트 건축물에 기존의 중·저층 벽식 구조에서 벗어난 새로운 구조시스템이 적용되고 있다.

국내 현행 내진설계기준(이하 AIK 2000)은 2000년에 UBC 1994와 ATC3-06을 근간으로 개정·보완된 이후 미국의 내진설계기준인 IBC 2000의 성능평가개념이 도입되었고, 국내 지진과 내진설계이론에 대한 많은 연구자료가 축적되었다. 이러한 국내외 내진설계 개정의 필요성에 따라 대한건축학회에서 연구 수행한 건축설계기준(KBC 2005 : Korean Building Code 2005)<sup>2)</sup>이 한국지진공학회에서 주관하여 축적된 내진연구성과를 국내현실에 맞도록 개정하여 현재 제출된 상태이다.

따라서 본 고에서 최근 국내의 철근콘크리트 건축물이 초고층화되고 내진기준이 변화되는 시점에서 내진설계시 사용되는 반응수정계수에 대한 국내의 동향을 비교하고, KBC 2005의 근간인 IBC 2000에 정의된 지진력 저항시스템의 요구조건을 분석하여 KBC 2005의 이해를 돕고자 하였다. 이러한 내용을 바탕으로 최근 플랫폼레이트 초고층 철근콘크리트 건축물에 적용하기에 적절한 지진력 저항시스템을 제안하고자 한다.

## 2. 반응수정계수

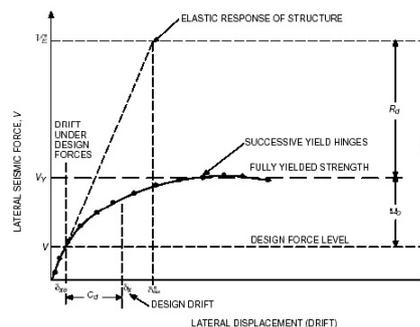
### 2.1 반응수정계수의 기본개념

반응수정계수는 <그림 1>에서와 같이 기준에 설정된 지진에 대하여

구조물이 완전한 선형탄성거동을 할 때의 지진력( $V'_E$ )과 설계지진력( $V$ )의 비이다. 따라서 반응수정계수( $R$ )는 식 (1)로 표현될 수 있다.

$$R = V'_E/V \quad (1)$$

$R$ 값은 항상 1보다 크므로 모든 구조물의 설계지진력은 지진에 의한 완전 선형 탄성거동에 의한 설계력보다 항상 작다. 이러한 저감의 원인은 여러 가지가 있다. 구조물이 항복 이후 비탄성으로 거동하기 시작하면 구조물의 주기는 길어지게 되며, 구조물에 요구되는 강도는 저감된다. 따라서 비탄성거동이 상당한 에너지소산을 유도하므로 완전한 항복강도를 갖도록 설계된 건물의 지진력은 지진시 완전 선형 탄성거동시의 지진력보다 상당히 감소한다. 완전한 항복강도를 갖는 구조물이란 소성힌지가 처음 발생한 이후 구조물의 위험부분에 완전한 소성화가 진행되기까지 내력이 저하되지 않고 충분한 비탄성거동을 갖는 구조물이다.



<그림 1> 비탄성 범위-하중 관계

반응수정계수에 대한 대표적인 연구결과인 ATC-19<sup>3)</sup>에서 제시된 반

응수정계수 제안식은 (2)와 같이 강진에 대한 구조물 지진응답과 밀접한 관련이 있는 초과강도(Overstrength)계수, 연성(Ductility)계수, 여유도(Redundancy)계수로 구성되어 있다.

$$R = R_s R_u R_r \quad (2)$$

여기에서  $R_s$  = 주기에 따른 초과강도계수

$R_u$  = 주기에 따른 연성계수

$R_r$  = 여유도계수

또한 ATC 19에서는 반응수정계수( $R$ )의 문제점으로 다음을 언급하고 있다.

- ① 미국내 현 내진규정들에 규정된 반응수정계수들은 이론적 근거가 빈약하다.
- ② 평면과 입면의 형상에 대한 고려 없이, 주어진 골조종류의 모든 건물들에 대하여 동일한  $R$ 값을 적용하는 것은 타당하지 않다.
- ② 지진피해의 일관된 피해수준을 보장하기 위하여  $R$ 값은 건물 고유 주기와 지반종류 모두를 고려해야 한다.
- ④ 각 시스템별로 연성능력이 다르므로 반응수정계수가 각 시스템별로 목표치의 연성능력을 보유하도록 조정되어야 한다.
- ⑤ 반응수정계수는 구조물의 여유도에 대한 영향을 정확히 포함할 수 있어야 한다.

이론적으로 반응수정계수를 몇 개의 주요변수의 함수로 표현할 수 있다하여도 아직까지 공감할 수 있는 반응수정계수는 제시되지 않고 있으나 현재도 많은 연구가 진행되고 있으며 각 국가마다 내진설계 기준에 각국의 상황을 고려하여 반응수정계수를 사용하고 있다.

### 2.2 해외 기준의 반응수정계수

국내의 내진기준에 큰 영향을 준 해외기준으로는 ATC 3-06, UBC 1994 그리고 IBC 2000이 있다. 이들 기준들 사이의 가장 큰 특징은 밀면전단력 산정시 ATC 3-06과 IBC 2000은  $R$ 값을 사용하는 극한강도설계개념이 적용되었고, UBC 1994는  $R_w$ 값을 사용하는 허용응력설계개념이 적용된 점이다. 해외의 대표적인 내진기준의 특징과 반응수정계수의 값을 비교하면 다음과 같다.

#### (1) ATC 3-06<sup>5)</sup>

ATC는 구조물의 형식과 지진 저항 시스템에 대하여 극한강도설계법에 기본을 둔 반응수정계수( $R$ ) 및 변위증대계수( $C_d$ )를 제시하고 있

다. 내력벽 시스템, 건물골조 시스템, 모멘트골조 시스템, 이중골조 시스템, 연직캔틸레버 시스템, 기타 골조로 분류된 구조시스템 중 건물골조 시스템(총 5유형)에 대한  $R$ 값은 다음과 같다.

#### <표1> ATC 3-06의 건물골조시스템

(Table 3-8. Response Modification Coefficients)

Type of structural system	Vertical Seismic Resisting System	Coefficients	
		$R$	$C_d$
Building Frame System A structural system with an essentially complete space frame providing support for vertical loads. Seismic force resistance is provided by shear walls or braced frames.	Light frame walls with shear panels	7	4.5
	Shear walls		
	Reinforced concrete	5.5	5.0
	Reinforced masonry	4.5	4.0
	Braced frame	5.0	4.5
	Unreinforced and partially reinforced masonry shear walls	1.5	1.5

#### (2) UBC 1994<sup>7)</sup>

UBC 1985에서 UBC 1988로 개정되면서 수평하중계수  $K$ 가 반응수정계수  $R_w$ 로 변경되었으며 UBC 1994까지 허용응력개념에 바탕을 둔  $R_w$ 를 사용하였다.  $R_w$ 는 ATC 3-06의  $R$ 값을 사용하여 결정하였으며, 허용응력 설계법에 부합하는 하중을 제공하기 위하여 그 값을 증가시켰다. UBC 1994에서는 ATC3-06과 마찬가지로 구조시스템을 크게 5가지로 구분한다. 철근콘크리트 전단벽의 설계와 상세에 대한 새로운 요구조건, 조적조에 대한 해석과 설계 규정을 정하였고, 특수 집중 가새골조 등의 새로운 시스템이 추가되었다. 또한 시스템에 따른 높이를 제한하고 있다. <표 2>는 UBC 1994의 건물골조 시스템(총 9유형)에 대한  $R_w$ 값을 나타낸다.

#### <표2> UBC 94의 건물골조시스템 (Table 16-N. Structural System)

Basic Structural System	Lateral Force Resisting System	Coefficients	
		$RW$	$H(f)$
Building Frame System	1. Steel eccentrically braced frame(EBF)	10	240
	3. Shear Walls		
	a. Concrete	8	240
	b. Masonry	8	160
	4. Ordinary braced frames		
a. Steel	8	160	
b. Concrete	8	-	
c. Heavy timber	8	65	
5. Special concentrically braced frames			
a. Steel	9	240	

(3) IBC 2000<sup>8)</sup>

UBC 1997(ICBO,1997)에서부터 극한강도설계개념에 바탕을 둔 R값을 사용하였으며, 이는 미국에 적용되고 있는 NBC(BOCA), SBC(SBCCI), UBC(ICBO)의 통합기준인 IBC 2000에도 적용되고 있다. IBC 2000에서도 구조시스템을 크게 6가지로 구분하며, UBC에 비하여 지진력 저항시스템을 보다 상세하게 분류하며, 각 시스템별 반응수정계수(R), 변위중대계수(C<sub>d</sub>), 초과강도계수(Q<sub>o</sub>)를 규정하고 있다. IBC 2000에 도입된 내진설계범주에 따라 동일 시스템인 경우라도 건축이 가능한 높이가 다르다. 지진력 저항시스템 중 건물골조 시스템(총 21유형)에 대한 R값은 다음 <표 3>과 같다.

<표3> IBC 2000의 건물골조 시스템

(Table 1617.6 Design Coefficients and Factors for Seismic-Force-Resisting Systems)

Basic Seismic Force Resisting System	R	Q <sub>o</sub>	C <sub>d</sub>	Building Height limitation (ft)					
				A or B	C	D	E	F	
2. Building Frame System (A~U 21 Type)									
A. Steel eccentrically braced frames moment resisting connections at columns	8.0	2.0	4.0	NL	NL	160	160	100	
B. Steel eccentrically braced frames non-moment resisting connections at columns	7.0	2.0	4.0	NL	NL	160	160	100	
E. Special reinforced concrete shear wall	6.0	2.5	4.5	NL	NL	160	160	100	
F. Ordinary reinforced concrete shear wall	5.0	2.5	4.5	NL	NL	NP	NP	NP	
L. Composite steel plate shear walls	6.5	2.5	5.5	NL	NL	160	160	100	
U. Light frame walls with shear panels -all other material	2.5	2.5	2.5	NL	NL	35	NP	NP	

2.3 AK 2000의 반응수정계수<sup>9)</sup>

건축물 하중기준 및 해설<sup>1)</sup>에 따르면 AIK 2000의 반응수정계수(R)는 기본적으로 ATC 3-06과 UBC 1994를 기본으로 조정되었고, 국내에 있는 아파트와 같은 특수한 구조시스템은 평가 조절되었다. 기본 근간을 이루는 기준인 UBC 1994는 허용응력설계를 기본으로 하고, ATC 3-06은 강도설계를 기본으로 하고 있다. 따라서 국내에서 R값을 산정하기 위하여 직접적인 비교를 하기는 어렵지만 다음과 같은 방법을 사용한다.

미국 AISC 허용응력설계(ASD Manual, 1999)에는 40% 하중의 증가와 15%의 강도저감을 고려하여 안전율을 1.6로 보고 있고, 단기 하중인 지진하중에 대해서는 부재설계시 허용응력을 1.33배 증가시키도록 하고 있다. 미국 AISC 하중저항계수설계(LRFD Manual,

1994)에서는 지진하중에 대한 하중계수를 1.0으로 하고 있고, 강도저감계수를 힘부재라고 가정한다면 0.9라고 할 수 있다. 따라서 이러한 계수들의 영향을 고려하여 허용응력설계에서 밀면전단력 V<sub>a</sub>에 대한 강도설계의 밀면전단력 V<sub>u</sub>의 관계를 (식 3)과 같이 유도할 수 있다.

$$V_a \left( \frac{1.67}{1.33} \right) = \frac{V_u}{0.9 \times 1.0} \quad (\text{식 3})$$

위의 식으로부터 V<sub>a</sub> ≃ 0.9V<sub>u</sub>가 된다. 따라서 AIK 2000의 반응수정계수는 기본적으로 UBC에 의한 중량에 대한 밀면전단력의 비(V<sub>a</sub>/W)와 ATC의 V<sub>u</sub>/W에 0.9배를 곱한 값에 근사하도록 조정하였고, 조정된 값은 다시 지진하중 위원회 위원들의 의견을 반영하여 재조정되었다.

일반적으로 ATC 3-06에서 요구하는 밀면전단력은 극한강도를 기준으로 하므로 허용응력을 기준으로 하는 UBC 1994의 밀면전단력에 비하여 40~50% 가량 크다. 따라서 ATC 3-06 혹은 UBC 1994의 밀면전단력 선택에 따라 극한강도 설계시 하중조합에서 지진하중계수가 변한다. (ATC 3-06 = 1.0, UBC 1994 = 1.4~1.5). 하지만 국내에서는 철근콘크리트 기준의 경우 UBC와 유사한 밀면전단력을 사용하는 것을 기초로 하고 있다.<sup>3)</sup> <표 4>는 AIK 2000의 건물골조 시스템(총 2유형)의 R값을 나타낸다. <표 5>는 ATC 3-06, UBC 1994, IBC2000, AIK 2000의 반응수정계수를 비교 정리하였다.

<표4> AIK 2000의 건물골조시스템

구조방식	수직, 지진저항 시스템	반응수정계수
건물골조방식:	철근콘크리트 전단벽	4.0
수직하중은 인체골조가 저항하고 지진하중은 전단벽이나 가새골조가 저항하는 구조방식	가새골조	3.5

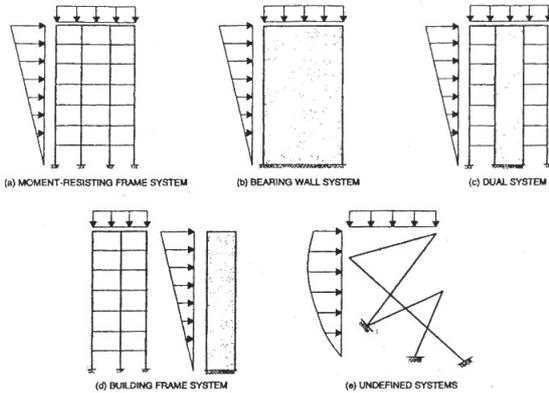
〈표5〉 국내외 내진기준 철근콘크리트 구조의 반응수정계수 비교

구조방식	수직지진저항시스템	ATC 3-06 <i>R</i>	UBC 94 <i>R<sub>w</sub></i>	IBC 2000 <i>R</i>	AIK 2000 <i>R</i>	KBC-2005 <i>R</i>
내력벽 시스템	철근콘크리트 전단벽	4.5	6	5.5/4.5 <sup>3)</sup>	3	4.5
	철근보강조적 전단벽	3.5	6	5/3.5/2.5 <sup>1)</sup>	-	2.5
	무보강, 부분보강 조적 전단벽	1.25	-	1.5	-	1.5
	철골가새골조	4	6	4	-	-
	철근 콘크리트 가새골조	4	4	-	-	-
건물골조 시스템	철근콘크리트 전단벽	5.5	8	6/5 <sup>3)</sup>	4	5
	철근보강조적 전단벽	4.5	8	5.5/4/3 <sup>1)</sup>	-	3
	무보강, 부분보강 조적 전단벽	1.5	-	1.5	-	1.5
	철골편심가새골조(S EBF)	5	10	8/7 <sup>2)</sup>	3.5	8/7 <sup>2)</sup>
	철골보통가새골조	5	9	6/5 <sup>3)</sup>	3.5	5
	철근콘크리트 보통가새골조	5	8	-	3.5	-
목재 보통가새골조	5	8	-	3.5	-	
모멘트골조 시스템	철근콘크리트 특수모멘트골조 (RC SMRF)	7	12	8	-	-
	철근콘크리트 중간모멘트골조 (RC IMRF)	-	8	5	5	5.5
	철근콘크리트 보통모멘트골조 (RC OMRF)	2	5	3	3.5	3
	철골 특수모멘트골조(S SMRF)	8	12	8	6	-
	철골 중간모멘트골조(S IMRF)	-	-	6	-	6
철골 보통모멘트골조(S OMRF)	4.5	6	4	4.5	-	
이중골조 시스템	철근콘크리트 전단벽과 RC SMRF	8	12	8/7 <sup>3)</sup>	-	-
	철근콘크리트 전단벽과 RC IMRF	-	9	6/5.5 <sup>3)</sup>	5.5	5.5
	철근보강조적조와 RC SMRF	6.5	8	7/6.5 <sup>4)</sup>	-	-
	철근보강조적조와 RC IMRF	-	7	5	-	3
	RC 보통가새골조와 RC SMRF	6	9	-	-	-
	RC 보통가새골조와 RC IMRF	-	6	-	-	-
	철근콘크리트 전단벽과 S SMRF	8	12	8/7 <sup>3)</sup>	6	-
	철근콘크리트 전단벽과 S IMRF	-	-	6/6.5 <sup>3)</sup>	-	5.5
	철근콘크리트 전단벽과 S OMRF	-	6	-	-	-
	철근보강조적조와 S SMRF	6.5	8	7/6.5 <sup>4)</sup>	-	-
	철근보강조적조와 S IMRF	-	-	5/3 <sup>3)</sup>	-	3
	철근보강조적조와 S OMRF	-	6	-	-	-
	S EBF와 S SMRF	6	1	8/7 <sup>4)</sup>	4.5	-
	S EBF와 S OMRF	-	6	-	-	-
	철골보통가새골조와 S SMRF	6	10	6	4.5	-
	철골보통가새골조와 S IMRF	-	-	5	-	5
	철골보통가새골조와 S OMRF	-	6	-	-	-
철골특수가새골조와 S SMRF	6	11	8	4.5	-	
철골특수가새골조와 S IMRF	-	-	6	-	-	
철골특수가새골조와 S OMRF	-	6	-	-	-	
연직캔틸레버 시스템		2.5	-	2.5	1.5	2.5
기타구조		-	-	-	3	3

(단, <sup>1)</sup> 특수/중간/보통, <sup>2)</sup> 모멘트 저항 가새/모멘트 비저항 가새, <sup>3)</sup> 특수/보통, <sup>4)</sup> 특수/중간, <sup>5)</sup> 중간/보통)

### 3. 지진력 저항시스템

지진력에 저항하기 위하여 사용되는 기본구조시스템은 <그림 2>와 같이 모멘트 저항골조 시스템, 내력벽 시스템, 이중골조 시스템, 건물골조 시스템, 기타골조 시스템으로 크게 구분된다. 국내에서 개정 중인 내진기준은 IBC 2000와 ACI 318-99<sup>4)</sup>를 근간으로 하므로 각 지진력 저항시스템의 정의와 IBC 2000의 지진력 저항시스템별 요구사항을 정리하였다.



<그림 2> 지진력 저항시스템

#### 3.1 내력벽 시스템 (Bearing Wall System)

내력벽 시스템은 중력하중을 지지하기 위하여 별도의 골조가 필요 없는 시스템으로 내력벽이 거의 모든 중력하중과 횡력을 지지한다(<그림 2(b)>).

철근콘크리트 전단벽은 보통전단벽과 특수전단벽으로 구분된다. 보통전단벽은 철근콘크리트 보통구조용 벽체를 위한 구조용 벽체의 요구사항(ACI 318-99 Ch 14)을 만족하는 벽체이며, 철근콘크리트 특수 전단벽은 ACI 21.6의 요구사항을 만족하는 벽체이다(IBC 1910.2.4).

내진설계범주 A~C의 경우 철근콘크리트 보통 전단벽과 특수 전단벽을 높이제한 없이 사용할 수 있다. 하지만 내진설계범주 D~F의 경우 철근콘크리트 특수 전단벽만 사용이 가능하며 건물의 높이는 160ft(49m)로 제한된다(IBC 1910.5.1).

#### 3.2 이중골조 시스템 (Dual System)

이중골조시스템은 다음의 조건이 반드시 성립되어야 한다(그림 2(c)).

1. 중력하중을 저항하는 별도의 골조가 반드시 존재한다.
2. 골조는 설계밀면전단력의 최소 25%에 대하여 독립적으로 저항해야 한다.
3. 두 개의 하위시스템(모멘트저항골조, 전단벽체)들은 상대 강성에 비례하여 설계전단력에 저항하여야 한다.

철근콘크리트 모멘트 골조는 보통, 중간, 특수로 구분된다. 철근콘크리트 보통 모멘트 골조(RC OMRF : Ordinary Moment Resisting Frame)는 ACI 318-99 1~18장의 사항을 만족해야 하며, 철근콘크리트 중간 모멘트 골조(RC IMRF : Intermediate Moment Resisting Frame)는 보통 모멘트 골조의 요구사항과 ACI 318-99 21.2.2.3, 21.10절을 만족하여야 한다. 또한 철근콘크리트 특수 모멘트 골조(RC SMRF : Special Moment Resisting Frame)는 보통 모멘트 골조의 요구사항 외에 ACI 318-99 21.2~21.5절을 만족하여야 한다.

IBC 2000은 원칙적으로 이중골조에 사용되는 모멘트골조에 보통모멘트골조(OMRF)를 배제하고 있다. 따라서 IBC 2000의 이중골조는 크게 특수 모멘트 골조(SMRF)인 경우와 중간 모멘트 골조(IMRF)인 경우로 분류된다. 내진설계범주 D~F의 경우 특수 모멘트 골조와 철근콘크리트 특수 전단벽을 사용하는 이중골조는 구조물 높이에 제한이 없다. 하지만 중간 모멘트 골조와 철근콘크리트 특수 전단벽을 갖는 이중골조는 내진설계범주 D~F에서 높이가 60ft(18m)로 제한된다. 내진설계범주 C의 경우 특수 또는 중간 모멘트 골조에 철근콘크리트 특수 또는 보통 전단벽을 사용한 이중 골조는 높이제한이 없다.

내진설계범주 A, B에 이중골조 시스템이 적용될 경우, 보통 상세를 갖는 모멘트 골조가 철근콘크리트 보통 전단벽에 대한 지진 이후 보완장치로 작용하는지가 의문시 된다(두 시스템의 비탄성 변형에는 차이가 있음). 이는 이중골조 시스템의 기본 조건이 성립되지 못하므로 전단벽-골조 상관 시스템의 적용이 고려되어야 한다.

#### 3.3 건물골조 시스템 (Building Frame System)

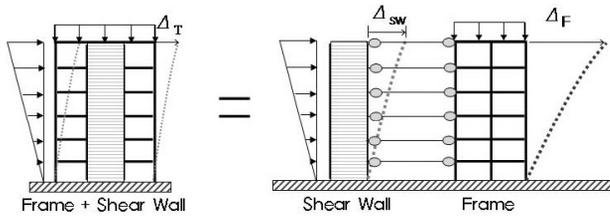
건물골조 시스템은 중력하중을 지지하기 위한 골조가 반드시 필요하며, 전단벽이 횡력을 저항한다.(그림 2(d)) 건물골조 시스템은 전단벽과 골조의 상호작용을 횡하중 해석시 고려하지 않는다. 따라서 모든 횡하중은 벽체가 지지한다.

내진설계범주 A~C의 경우 철근콘크리트 보통 전단벽을 이용하는 경우 높이에 제한이 없다. 내진설계범주 D~F의 건물골조 시스템에는 철근콘크리트 특수 전단벽이 적용되어야 하며, 이때 구조물의 높이는 60ft(18m)까지 제한되며, 변형의 적합성(IBC 1617.6.4.3)을 만족해야 한다. 비록 벽체가 모든 지진력을 전달하도록 설계하여도 골조와 벽체는 일체거동하기 때문에 골조는 벽체 변형에 의한 효과를 저항하도록 설계되어야 한다. 즉, 지진력을 저항하지 않는 구조 시스템도 지진력에 의한 변형 시에도 중력하중을 지지할 수 있어야 하며 이를 위한 모멘트 골조의 상세는 ACI 318-99 21.9절을 따라야 한다.

SEAOC Blue Book(1996)에 따르면 건물골조의 전단벽은 자중을

포함한 중력하중이 벽체의 공칭축력의 10%를 넘지 못하도록 규정하고 있다. 또한 ACI 318-99의 경우 특수전단벽을 사용하는 경우 전단벽의 최대압축응력이  $0.2f_{ck}$ 를 초과하는 경우에는 전단벽 단부에 기둥과 같이 거동하는 경우 경계요소를 설치하여야 한다. 만약 최대 압축응력이  $0.2f_{ck}$ 를 초과하지만 경계요소를 두지 않는 경우에는 기둥에 요구되는 횡보강근 상세를 전단벽 전체에 배근하여야 한다. (S.K. Ghosh, 1992)

건물골조의 변형적합성을 고려하기 위한 기본 개념은 <그림 3>과 같다.



<그림3> 지진시 건물골조 시스템의 하부시스템 요구변위

**Method A. 골조+전단벽에 지진력 발생시 거동( $\Delta_T, M_F$ )으로 산정하는 방법<sup>9)</sup>**

IBC 2000의 경우 건물골조 시스템에서 골조는 지진력 저항시스템이 아니므로 ACI 21.9절을 따라야 한다. 이러한 부재에 대한 하중 조합은 (4a),(4b)와 같이 ACI 21.9.2를 따른다.

$$1.05D + 1.28L + E \tag{4a}$$

$$0.9D + E \tag{4b}$$

여기서 지진하중 E는 골조에 작용하는 횡변위( $\Delta_F$ )에 의한 골조부재에 발생하는 힘이다. 전단벽에 발생하는 횡변위( $\Delta_{sw}$ )는 지진력 저항 시스템인 전단벽이 비탄성거동을 하므로, 실제지진력을 반응수정계수로 나눈 설계밀면전단력에 의한 변위이다. 하지만 지진력을 저항하지 않는 시스템인 모멘트 골조는 비탄성 거동을 허용하지 않으므로 지진시 유입되는 실제 탄성상태의 설계밀면전단력에 의한 횡변위를 고려해야 한다. 이 둘의 관계는 (5)와 같다.

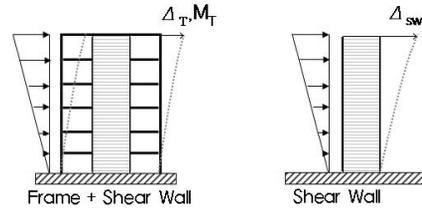
$$\Delta_F = C_d \Delta_{sw} / I_E \tag{5}$$

Seismic Design Handbook I (SEAOC, 1999)에서 <그림 4>와 같이 2가지 모델링을 이용하여 변형적합성을 (6)으로 반영할 수 있다.

Model A1. 설계전단력을 전체구조물(골조+전단벽)만으로 저항하는 모델링

Model A2. 설계전단력을 전단벽만으로 저항하는 모델링

$$M_F = C_d (\Delta_{sw} / \Delta_T) M_T \tag{6}$$



(a) Model A1 (b) Model A2  
<그림4> Method A의 변형적합성 검토를 위한 해석모델링

**Method B. 골조에 지진력 발생시 거동( $\Delta_F', M_F'$ )으로 산정하는 방법<sup>10)</sup>**

UBC 1991에 따르면 골조 각 층에  $\Delta_F = 3R_w \Delta_{sw} / 8$  이 발생한 상태에서 중력하중에 저항할 수 있도록 요구하고 있다. 이러한 골조에 대한 하중은 비계수 하중조합을 이용한다.

$$1.0D + 1.0L \pm 1.0E \tag{7}$$

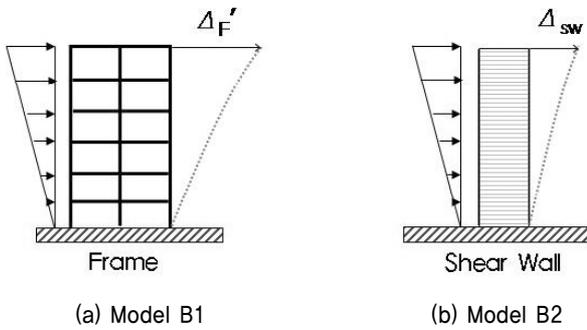
<그림 5>와 같이 2가지 모델링을 이용하여 변형적합성을 (8)로 반영할 수 있다.

Model B1. 설계전단력을 골조만으로 저항하는 모델링

Model B2. 설계전단력을 전단벽만으로 저항하는 모델링

설계전단력을 골조로만 저항하는 Model B1의 횡변위  $\Delta_F'$ 는 건물골조 시스템에서 고려되는 횡변위  $\Delta_F$ 보다 몇 배 더 크다. 변형적합성을 만족시키기 위하여 Model B1의 내력을 Model B2로 얻은 횡변위  $\Delta_F$ 에 대하여 저감하여 추가 발생력을 산정한다.

$$M_F = \frac{\Delta_F}{\Delta_F'} M_F' = \frac{3R_w}{8} \frac{\Delta_{sw}}{\Delta_F'} M_F' \tag{8}$$



(a) Model B1 (b) Model B2  
 <그림5> Method B의 변형적합성 검토를 위한 해석모델링

3.4 전단벽-골조 상관시스템 (Shear Wall-Frame Interaction System)

전단벽-골조 상관시스템은 모든 층에서 중력은 분포면적만큼 분배되고, 횡력은 두 시스템 간의 상호작용을 고려하여 강성비에 따라 저항한다.

이중골조의 개념은 약진 지역 내 내진설계범주 A와 B에 속하는 구조물에서는 타당성을 잃는다. 왜냐하면 이중골조의 기본개념은 골조가 독립적으로 지진력의 25%를 저항할 수 있는 시스템인데 내진설계범주 A와 B에서는 두 시스템의 비탄성 변형의 차이가 크기 때문에 골조가 제대로 기여할 수 있는지가 의문시 된다. 또한 건물골조 시스템도 유사한 이유로 부적절하다. 따라서 KBC 2005에는 포함되지는 않았지만 약진 지역에서는 전단벽-골조 상관 시스템을 이용하는 것이 보다 합리적이라 판단된다. UBC 1997은 전단벽-골조 상관시스템은 이중골조 시스템의 하부 시스템이 아니라 별도의 시스템으로 Zone 1에서 철근콘크리트 보통 모멘트 골조-철근콘크리트 보통 전단벽을 이용하도록 되어있다. 하지만 IBC 2000에서는 전단벽-골조의 상관 시스템은 중간모멘트 골조를 갖는 이중골조 내의 하부 시스템으로 단지 내진설계범주 A 또는 B의 건물에 허용하고 있다.

4. 초고층 철근콘크리트 구조물에 적용가능한 지진력 저항시스템

국내 초고층 철근콘크리트 구조물은 기본적으로 철근콘크리트 코어와 골조로 구성되어 있다. 최근 층고절감과 시공성 향상을 목적으로 플랫 플레이트가 바닥시스템으로 많이 적용되고 있다. 앞서 비교한 해외기준들 중 KBC 2005와 유사한 IBC 2000은 다양한 지진력 저항 시스템에 대하여 각각의 상세 규정을 제시하고 있다. 따라서 국내 기준의 참고자료로 IBC 2000의 시스템 중 국내 초고층 철근콘크리트 구조물에 적용 가능한 지진력 저항시스템을 살펴보면 다음과 같다.

이중골조 시스템은 플랫 플레이트가 지진력을 받는 골조로 설계하여야 하며, ACI 21.10에 따라 중간모멘트 골조로 설계하여야 한다. 플랫 플레이트 시스템으로는 특수 모멘트 골조가 불가능하다. 또한 ACI 21.6에 따라 특수 전단벽으로 설계해야 한다. <표 6>에 따라 R값을 6으로 사용해야 하며, 내진설계범주 A~C까지는 높이제한이 없으나, 내진설계범주 D~F까지는 60ft(18m)까지 높이제한을 받는다.

건물골조 시스템은 골조가 지진력에 저항하지 않고 변형적합성을 만족시키면 되므로 보통모멘트 골조의 상세를 갖고, ACI 21.9에 따라 설계하므로 상세가 보다 간단하다. 전단벽으로 보통전단벽을 사용하는 경우에는 내진설계범주 A~C까지만 사용가능하지만 특수전단벽을 사용하면 내진설계범주 D~F까지 적용가능하다.

전단벽-골조 상관시스템은 이중골조 내의 지진력저항시스템으로 보통모멘트 골조와 보통전단벽을 이용하여 내진설계범주 A, B의 경우 이중골조나 건물골조 시스템을 대신할 수 있는 합리적인 시스템이다.

이를 바탕으로 플랫 플레이트 시스템이 적용될 초고층 건물에서는 내진설계범주 A, B에서는 전단벽-골조 상관 시스템이, 내진설계범주 C~F에서는 건물골조 시스템이 적합하다고 판단된다. <표 6>에서 IBC 2000의 철근콘크리트 구조의 이중골조, 건물골조, 전단벽-골조 상관시스템을 비교하였다.

<표6> IBC 2000의 이중골조, 건물골조, 전단벽-골조 상관시스템 비교

	REF	R	D <sub>o</sub>	C <sub>d</sub>	HEIGHT LIMITATION			Compatibility	
					NL	NP	160		
Dual System	IMRF OSW	1910.2.3	5.5	2.5	4.5	A~C	D~F	x	x
	IMRF SSW	1910.2.4	6.0	2.5	5.0	A~C	x	D~F	x
	SMRF OSW	1910.2.3	7.0	2.5	6.0	A~C	D~F	x	x
	SMRF SSW	1910.2.4	8.0	2.5	6.5	A~F	x	x	x

		REF	R	$\rho_o$	$C_d$	HEIGHT LIMITATION			Compatibility
						NL	NP	160	
Building Frame System	OMRF	1910.2.3	5.0	2.5	4.5	A~C	D~F	X	O
	OSW								
	OMRF	1910.2.4	6.0	2.5	5.0	A~C	X	D~F	O
	SSW								
Shear Wall-Frame Interaction System	OMRF	ACI 21.1	5.5	2.5	5.0	A~B	C~F	X	X
	OSW	1910.2.3							

단, OSW : ORDINARY SHEAR WALL, SSW : SPECIAL SHEAR WALL, OMRF : ORDINARY MOMENT RESISTING FRAME, IMRF : INTERMEDIATE MOMENT RESISTING FRAME, SMRF : SPECIAL MOMENT RESISTING FRAME

### 5. 결론

KBC 2005는 IBC 2000의 내진설계범주 개념이 도입되어 모든 구조물은 지역계수, 용도, 지반종류에 따라 내진설계범주가 결정되고 이에 따라 해석법, 기타 고려사항, 시스템 적용여부가 결정될 것이다. 그러나 KBC 2005는 국내 현실에 맞도록 조정되어 모멘트 저항 골조 시스템만 철근 콘크리트 중간 모멘트 골조와 철근콘크리트 보통 모멘트 골조로 구분하고 있을 뿐, 기타 특수한 내진구조시스템이 정의되어 있지 않다.<sup>2)</sup>

KBC 2005에는 없는 특수전단벽 상제로 IBC 2000에서는 전단력을 받는 전단벽에 축력이 과다하게 작용하는 경우를 방지하고자 전단벽의 최대압축응력이  $0.2f_{ck}$ 를 초과하는 경우에는 전단벽 단부에 기둥과 같이 거동하는 경계요소를 설치하도록 하고 있다. 초고층 철근콘크리트 구조물에 철근콘크리트 코어와 플랫플레이트로 구성된 골조가 많이 적용되는 국내 상황에서 이러한 상제는 기준에서 요구하지는 않지만 시스템의 정의에 따른 거동을 확보하여 구조물의 안전성을 보장하기 위해 고려해야 한다고 생각된다.

KBC 2005의 내진설계범주 A, B인 경우에는 KBC 2005에는 포함되어 있지 않지만 전단벽-골조 상관시스템이 적합하다고 생각되며, 향후 기준에 포함되어야 할 것으로 판단된다. 또한 내진설계범주 C이상인 경우에는 건물골조 시스템의 적용이 합리적이라 생각된다. 하지만 내진설계범주 D이상인 경우 앞서 설명한 변형적합성에 대한 검토과정이 요구된다.

현재 국내의 일반적인 구조 설계 과정에서 반응수정계수를 좌우하는 구조물의 지진력 저항시스템은 주로 구조물의 외형에 의해 정해지며, 실무자들은 반응수정계수 적용에 있어 상당한 혼란을 갖고 있는 것이 현실이다. 이는 해당 시스템에 대한 자세한 해설 및 적용사례를 통한 예제집 등이 부족한 것에 그 원인이 있다고 본다. 따라서 본 고에서는 이에 대한 간단한 해설을 다루었고, 추후 한국구조기술사회에서 적용 예제집 등을 집필 할 예정이다.

### 참고문헌

1. 대한건축학회, 건축물 하중기준 및 해설, 대한건축학회, 2000.
2. 대한건축학회, 건축설계기준(Korean Building Code), 대한건축학회, 2005.
3. 한상환, 현행 내진설계기준의 밀면전단력과 반응수정계수 평가, 대한건축학회 논문집, Vol 12, No.2, 1998.
4. ACI, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI318-99) and Commentary (ACI318-R99)," Framington Hills, Michigan, 1999.
5. ATC, Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings, Applied Technology Council Report ATC3-06, 2nd Printing, Palo Alto, California, 1984.
6. ATC, Structural Response Modification Factors, Applied Technology Council Report ATC 19, Framington Hills, Michigan, 1995.
7. ICBO, 1994 Uniform Building Code, International Conference of Building Officials, 1994
8. ICC, International Building code, International Code Council, 2000.
9. S. K. Ghosh and David A. Fanella, "Seismic and wind design of concrete buildings (2000 IBC, ASCE 7-98, ACI 318-99)", International Code Council, 2003.
10. S. K. Ghosh and August W. Domel, Jr, "Design of Concrete Buildings for Earthquake and Wind Forces", International Conference of building Officials, 1992.