

접합부 회전능력에 기초한 중/저층 철골모멘트골조의 내진설계

Seismic Design of Mid-to-Low Rise Steel Moment Frames Based on Available Connection Rotation Capacity

안 재 권¹⁾ · 이 철 호²⁾

Ahn, Jae Kwon · Lee, Cheol Ho

요약 : 본 연구에서는 중/저층의 철골모멘트골조를 대상으로 합리적이고 실용적인 변위기반 내진설계절차를 제시하였다. 현행의 내진설계에서는 구조시스템 종별에 따라 경험적이고 획일적으로 규정된 반응수정계수를 토대로 설계가 수행되므로, 접합부가 보유한 회전능력의 적정성 여부를 검증하기가 어렵다. 본 논문에서는 실험적으로 입증된 철골모멘트골조 접합부의 가용 소성회전능력을 주요설계변수로 직접 사용하는 새로운 설계법을 제시하였다. 이 설계방안의 정립을 위해, 우선 지금까지 불분명한 관계로 남아있던 접합부의 가용 소성회전능력과 반응수정계수 사이의 관계를 합리적이고 정량적으로 정의하는 방안을 제시하였다. 이를 토대로 변위에 기반한 단계별 내진설계절차를 제시하고 비선형동적해석에 의해 방안의 타당성을 입증하였다.

ABSTRACT : A displacement-based seismic design procedure was proposed for mid-to-low-rise steel moment frames. The proposed method was totally different from the current R-factor approach in that it directly uses available connection rotation capacity as a primary design variable. To this end, the relationship between available connection rotation capacity and seismic response modification (R factor) was established first; this relationship has been a missing link in current ductility-based design practice. A step-by-step displacement-based iterative design procedure was then proposed and verified using inelastic dynamic analysis.

핵심용어 : 접합부 회전능력, 연성, 초과강도, 반응수정계수, 내진설계, 철골모멘트골조

KEYWORDS : Connection rotation capacity, Ductility, Overstrength, Response modification factor, Seismic design, Steel moment frames

1. 서론

현행의 가장 대표적인 내진설계방법은 힘을 기본설계변수로 하는 반응수정계수법(R factor approach)이라 할 수 있다. 구조동력학적 관점에서 물리적 의미가 불분명했던 과거 UBC의 밀면전단력 산정식을 비탄성스펙트럼 이론이 반영된 합리적 포맷으로 변환하는 과정에서 반응수정계수가 도입되었다. 이 반응수정계수는 UBC의 K factor에서 변환시킨 계수로서 원래부터 정량적이고 과학적인 근거를 갖고 출발한 것이 아니어서 여러 가지로 논란의 대상이 된 바가 있다. 또한 현행의 국내외 내진설계기준에서 반응수정계수는 구조시스템 종별에 따라 획일적으로 규정되어 있다.

Uang(1991)은 시스템초과강도와 시스템연성능력이 반응수정계수의 핵심요소임을 지적한 바 있다. 그림 1은 접합부

의 회전능력이 양호하고 골조가 전체적으로 잘 설계된 모멘트골조에서 기대할 수 있는 반응수정계수의 두 가지 구성 요인, 즉 시스템초과강도 저감계수(R_s)와 시스템연성도 저감계수(R_μ)를 보여준다. 그림 1에서는 설계과정에서 유입될 수 있는 설계초과강도는 없는 것으로 가정하였다.

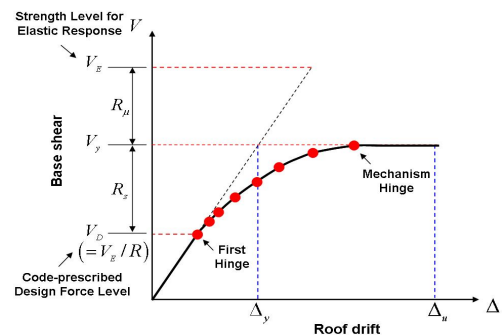


그림 1. 반응수정계수의 구성요인

1) 학생회원, 서울대학교 대학원 건축학과, 박사과정(judeajk@snu.ac.kr)
2) 교신저자, 정희원, 서울대학교 건축학과 교수, 공학박사
(Tel : 02-880-8735, Fax : 02-871-5518, E-mail : ceholee@snu.ac.kr)

본 논문에 대한 토의를 2008년 6월 30일까지 학회로 보내주시면 토의 회답을 게재하겠습니다.

아래 식 (1)은 구조물의 탄성응답을 보장하기 위한 밀면전 단력의 크기를 나타낸다. 일반적인 건물의 경우 이 수준의 하중에 대해서는 경제적인 설계가 불가능하므로 식 (2)로 정의된 반응수정계수(R)로 저감된 외력에 대해 설계를 수행하게 된다. 즉, 반응수정계수는 설계적 측면에서 볼 때, 현실적으로 수용 가능한 구조비용으로 지진력을 저감시키는 계수인 동시에 여러 구조 종별 간의 상대적 내진성능을 반영하는 경험적 상대지표로서 기능한다.

$$V_E = (R_S \times R_\mu) \times V_D \quad (1)$$

$$R = R_S \times R_\mu \quad (2)$$

여기서 주목할 것은 접합부의 회전능력(곧, 층간변형능력)이 충분할 때만 힘의 재분배를 통한 골조 전체의 붕괴기구 힌지(mechanism hinge)의 형성이 가능하고, 이후 시스템 레벨의 연성능력의 발휘를 기대할 수 있다는 점이다. 즉, R_S 및 R_μ 모두 접합부의 소성회전능력에 의존하므로 반응수정계수는 실험적으로 입증된 접합부 회전능력을 토대로 정의되어야 타당하다. 중/저층 골조의 경우 1차 진동모드가 지배적이므로 시스템 연성계수(μ)는 가용한 비탄성 변형의 한계값(그림 1의 Δ_u)을 Δ_y 로 나누어 근사적으로 산정할 수 있다. 다양한 설계조건을 갖는 다자유도 다층골조에서 접합부 회전능력과 Δ_u 의 관계(곧, 접합부 회전능력과 시스템 연성계수의 관계)를 해석적으로 정식화하는 것은 거의 불가능하므로, 본 연구에서는 푸쉬오버해석(pushover analysis)을 활용하기로 한다.

이하에서는 우선 접합부 회전능력에 기초한 합리적 반응수정계수 산정방안을 제시하고 비선형 동적해석을 통하여 검증한다. 이를 토대로 중/저층 철골모멘트골조의 접합부 회전능력에 기초한 변위기반 내진설계법을 제안하고자 한다.

2. 접합부 회전능력에 기초한 반응수정계수

현행의 내진설계기준에서 제시된 반응수정계수를 사용하여 층 수 및 경간 수가 다른 9개의 특수철골모멘트골조를 설계하였다. 이 구조물을 사례로 하여 접합부의 소성회전능력에 따라 시스템초과강도 저감계수와 시스템연성도 저감계수를 산정하는 방안을 제시하고 구조물이 보유한 반응수정계수를 분석한다.

2.1 구조물의 설계

국내 건축구조설계기준(2005)에 따라 건물의 층 수(3, 6, 9층) 및 모멘트골조로 접합된 경간 수(2, 3, 4 경간)를 설계 변수로 하여 9개의 철골특수모멘트골조를 설계하였다. 국내

설계기준에서는 아직까지 철골특수모멘트골조에 대한 반응수정계수가 제시된 바 없으므로 IBC(2003)에서 제시한 값($R=8$)을 설계에 적용하였다. 이러한 철골특수모멘트골조의 접합부에 요구되는 소성회전능력은 최소 0.03 rad이다.

9개의 구조물은 그림 2와 같은 동일한 평면을 가지지만 건물의 층 수와 모멘트 접합된 경간 수가 다르다. 횡방향 및 종방향의 경간은 모두 8m이고 건물의 층고는 3.6m로 가정하였다. 골조의 외곽부만을 모멘트 접합하였고, 그 외의 보와 기둥은 모두 전단접합이다. 각 구조물의 고정하중과 적재하중은 $5kN/m^2$ 과 $3.5kN/m^2$ 으로 모든 층에서 동일하게 적용하였다. 지진하중은 국내의 건축구조설계기준(2005)에 의거하여 지진지역 1에 해당하는 지역계수(A) 값인 0.11을 적용하였고, 지반 조건은 보통암 지반(S_B)으로 하였다. 모든 구조물에 대하여 내진등급 II를 적용하여 허용층간변위를 $0.020h$ (h =층고)로 제한하도록 설계하였다.

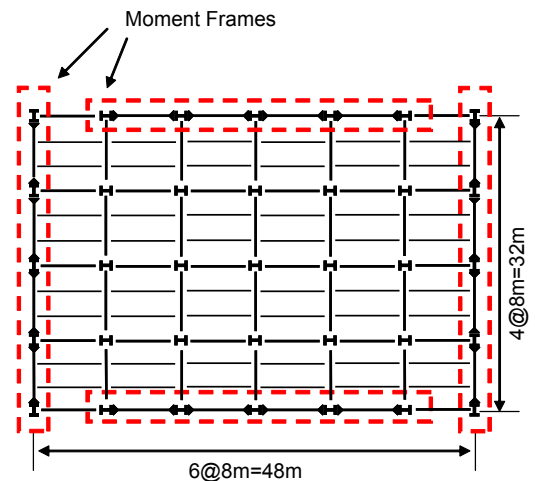


그림 2. 구조물의 평면 (4경간 모멘트접합의 경우)

모든 구조물은 강기둥-약보 조건을 만족하도록 설계하였다. 이 조건을 보다 쉽게 구현하기 위해 기둥은 항복강도가 큰 SM490($F_y = 325N/mm^2$) 강재를 사용하였고, 보는 SS400($F_y = 235N/mm^2$) 강재를 사용하였다. 표 1은 9개의 구조물에 대한 설계 결과이다.

2.2 반응수정계수 분석

2.2.1 접합부 회전능력에 기반한 반응수정계수의 정의

위에서 설계한 구조물의 “실제” 반응수정계수를 평가하기 위해 Drain-2DX(Prakash 등, 1993)를 사용하여 푸쉬오버해석을 수행하였다. 구조물의 해석은 모멘트 접합으로 된 외곽부 골조만을 대상으로 하였고, P- Δ 효과를 고려하기 위하

표 1. 구조물의 설계 결과

	경간	층별	내부기둥	외부기둥	보	
3층 구조물	2	1-2	H-414×405×18×28	H-406×403×16×24	H-606×201×12×20	
		3	H-400×400×13×21	H-400×400×13×21	H-600×200×11×17	
	3	1-2	H-394×405×18×18	H-394×398×11×18	H-482×300×11×15	
		3	H-388×402×15×15	H-388×402×15×15	H-506×201×11×19	
	4	1-2	H-388×402×15×15	H-350×357×19×19	H-500×200×10×16	
		3	H-350×350×12×19	H-350×350×12×19	H-496×199×9×14	
6층 구조물	2	1-2	H-428×407×20×35	H-414×405×18×28	H-588×300×12×20	
		3-4	H-414×405×18×28	H-406×403×16×24	H-606×201×12×20	
		5-6	H-394×405×18×18	H-394×398×11×18	H-482×300×11×15	
	3	1-2	H-414×405×18×28	H-406×403×16×24	H-600×200×11×17	
		3-4	H-400×408×21×21	H-400×400×13×21	H-482×300×11×15	
		5-6	H-394×398×11×18	H-388×402×15×15	H-496×199×9×14	
	4	1-2	H-400×400×13×21	H-394×405×18×18	H-482×300×11×15	
		3-4	H-394×405×18×18	H-394×398×11×18	H-500×200×10×16	
		5-6	H-350×357×19×19	H-350×350×12×19	H-496×199×9×14	
	9층 구조물	2	1-3	H-458×417×30×50	H-428×407×20×35	H-594×302×14×23
			4-5	H-428×407×20×35	H-414×405×18×28	H-588×300×12×20
			6-7	H-414×405×18×28	H-406×403×16×24	H-606×201×12×20
8-9			H-394×405×18×18	H-394×398×11×18	H-482×300×11×15	
3		1-3	H-428×407×20×35	H-414×405×18×28	H-582×300×12×17	
		4-5	H-406×403×16×24	H-400×400×13×21	H-600×200×11×17	
		6-7	H-394×405×18×18	H-394×398×11×18	H-482×300×11×15	
		8-9	H-388×402×15×15	H-350×350×12×19	H-496×199×9×14	
4		1-3	H-406×403×16×24	H-400×400×13×21	H-600×200×11×17	
		4-5	H-400×408×21×21	H-400×400×13×21	H-482×300×11×15	
		6-7	H-394×398×11×18	H-388×402×15×15	H-496×199×9×14	
		8-9	H-350×350×12×19	H-350×350×12×19	H-450×200×9×14	

여 그림 3과 같이 가상의 의지가둥(fictitious leaning column)을 설치하여 내부 골조에 작용하는 중력 하중을 각 층의 절점에 작용하도록 하였다. 그리고 보와 기둥 부재는 2%의 변형경화율이 고려된 보-기둥 요소(element 2)로 모델링하였다.

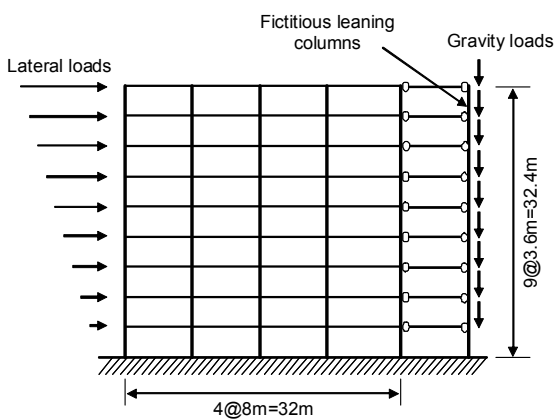


그림 3. 구조 모델링 (9층 4경간의 예)

그림 4는 횡력과 지붕층변위에 대한 푸쉬오버곡선의 사례

이다. 골조의 접합부에 발생하는 소성회전각이 특수모멘트골조의 접합부 가용 소성회전능력(0.03rad)에 도달할 때의 지붕층변위를 시스템의 비탄성변형의 한계값(Δ_u)으로 정의한다. 그리고 등가에너지소산 개념에 의해 Δ_u 까지의 푸쉬오버곡선을 두 직선으로 근사하면 항복 밀면전단력(V_y), 항복 지붕층변위(Δ_y), 시스템 연성계수($\mu = \Delta_u / \Delta_y$)를 산정할 수 있다(그림 4 참조).

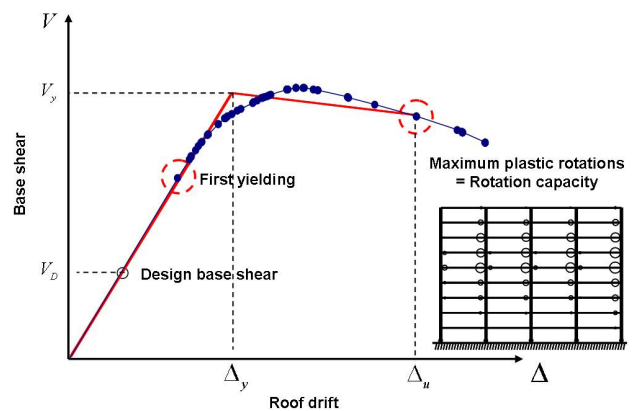


그림 4. 푸쉬오버곡선의 이선형화 (등가에너지 개념 적용)

시스템초과강도 저감계수($R_{s,\theta}$)는 아래 식 (3)에 따라 구한다.

$$R_{s,\theta} = V_y / V_D \quad (3)$$

시스템연성도 저감계수($R_{\mu,\theta}$)는 여러 연구자들에 의한 경험식들이 있는데, 본 연구에서는 Newmark(1982)가 제안한 식 (4)에 따라 산정하기로 한다. 대부분의 다층골조의 기본진동주기는 스펙트럼의 속도영역에 속하므로 식 (4c)가 주로 이용될 것이다.

$$T \leq 0.03(\text{sec}) \quad R_{\mu,\theta} = 1 \quad (4a)$$

$$0.12(\text{sec}) \leq T \leq 0.5(\text{sec}) \quad R_{\mu,\theta} = \sqrt{2\mu - 1} \quad (4b)$$

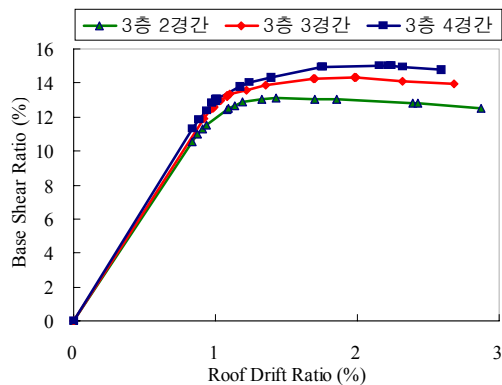
$$T \geq 1(\text{sec}) \quad R_{\mu,\theta} = \mu \quad (4c)$$

반응수정계수(R_θ)는 시스템초과강도 저감계수와 시스템연성도 저감계수의 곱이므로 아래 식 (5)로서 산정할 수 있다.

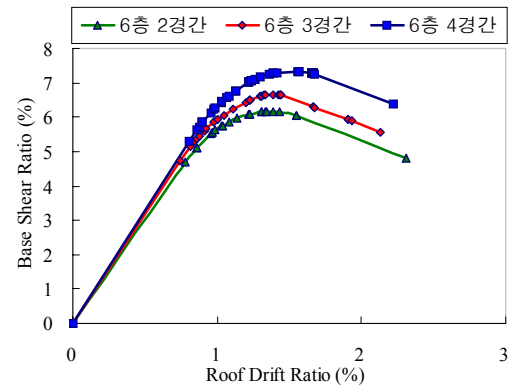
$$R_\theta = R_{s,\theta} \times R_{\mu,\theta} \quad (5)$$

2.2.2 제시한 방법에 따른 반응수정계수의 평가

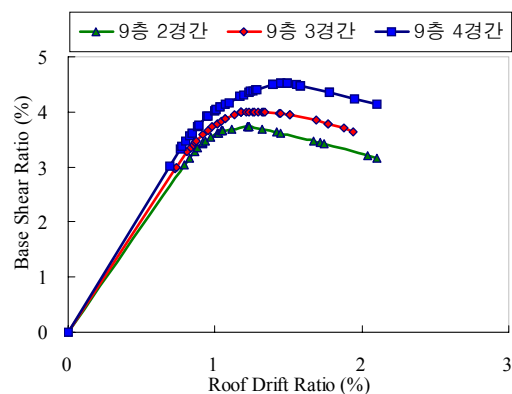
그림 5는 앞서 설계한 9개의 구조물에 대하여 접합부가 가용 소성회전능력인 0.03rad에 도달하는 순간까지의 푸쉬오버 곡선을 나타낸 것이다. 표 2에서는 전절에서 제시한 방법에 의해 구한 Δ_u , Δ_y , V_y 를 각각 구조물의 높이(H) 및 건물의 중량(W)으로 정규화한 결과를 정리한 것이다. 이를 바탕으로 구조물의 층 수 및 경간 수에 따른 시스템초과강도 저감계수, 시스템연성도 저감계수와 반응수정계수를 산정하여 표 3에 정리하였다.



(a) 3층 구조물



(b) 6층 구조물



(c) 9층 구조물

그림 5. 구조물의 푸쉬오버곡선

표 2. 푸쉬오버해석에 의한 시스템 응답

층	경간	주기 (sec)	V_D/W (%)	V_y/W (%)	Δ_y/H (%)	Δ_u/H (%)
3	2	1.45	3.02	12.6	1.01	2.87
	3	1.45	3.02	13.8	1.08	2.69
	4	1.42	3.02	14.5	1.10	2.59
6	2	2.72	1.79	6.2	1.05	2.31
	3	2.66	1.79	6.6	1.04	2.13
	4	2.63	1.79	7.4	1.15	2.22
9	2	3.88	1.32	3.7	0.97	2.10
	3	3.80	1.32	4.0	0.98	1.94
	4	3.76	1.32	4.4	1.18	2.35

표 3에서 보듯이 구조물의 설계 시에는 철골특수모멘트골조의 반응수정계수인 8을 일괄적으로 적용하였지만, 접합부 회전능력에 의거한 반응수정계수는 층 수 및 모멘트 집합의 경간 수와 같은 설계 조건에 따라 6에서 12까지의 큰 차이가

있음을 알 수 있다. 이 결과는 현행의 내진설계에 사용되는 확실적인 반응수정계수가 접합부의 가용 회전능력을 제대로 반영하지 못하고 있으며, 설계조건에 따라 실제로 구조물이 보유하게 되는 반응수정계수는 크게 변동하는 맹점을 잘 보여 주고 있다.

표 3. 접합부 회전능력에 기초한 반응수정계수

층	경간	μ	$R_{S,\theta}$	$R_{\mu,\theta}$	R_θ ($=R_{S,\theta} \times R_{\mu,\theta}$)
3	2	2.84	4.17	2.84	11.84
	3	2.49	4.57	2.49	11.38
	4	2.36	4.80	2.36	11.33
6	2	2.20	3.46	2.20	7.61
	3	2.03	3.69	2.03	7.49
	4	1.93	4.13	1.93	7.97
9	2	2.16	2.80	2.16	6.05
	3	1.98	3.03	1.98	6.00
	4	2.00	3.36	2.00	6.72

2.3 제시한 반응수정계수 산정법의 타당성 검증

설계밀면전단강도에 구조물이 보유한 반응수정계수를 곱한 강도를 등가선형밀면전단강도($V_{E,eq}$, equivalent linear base shear strength)로 정의한다(아래 식 (6)). 이 등가선형밀면전단강도에 상응하는 세기의 지진하중이 유발하는 접합부의 최대변형이 가용 소성회전각인 0.03rad을 초과하지 않는다면 본 연구에서 제시한 반응수정계수의 정의가 보수적 측면이 있음이 입증된다.

$$V_{E,eq} = V_D \times R_\theta \quad (6)$$

지진하중에 대한 비선형 동적응답은 입력지진동의 디테일에 따라 상당히 변할 수 있으므로 다수 개의 입력 지진동을 사용할 필요가 있다. 표 4의 입력지진동은 본 연구에서 사용한 단단한 토사 지반에서 관측된 10개의 지진가속도 기록이다. 각 구조물의 1차 진동주기에 해당하는 스펙트럼 가속도 값이 식 (6)을 통해 구한 등가선형밀면전단강도에 대응되도록 10개의 지진가속도 기록을 스케일링하여 Drain-2DX로 비선형 동적해석을 수행하였다.

표 4. 비선형 동적해석을 위한 지진가속도 기록

No.	Earthquake (year)	Station	Magnitude	PGA (cm/sec ²)
EQ01	Imperial Valley (1940)	El Centro	6.9	341.69
EQ02	Imperial Valley (1979)	Array #05	6.5	360.37
EQ03	Imperial Valley (1979)	Array #06	6.5	429.18
EQ04	Landers (1992)	Barstow	7.3	132.63
EQ05	Landers (1992)	Yermo	7.3	148.57
EQ06	Loma Prieta (1989)	Gilroy #02	7.0	316.31
EQ07	Loma Prieta (1989)	Gilroy #03	7.0	362.01
EQ08	Northridge (1994)	Newhall	6.7	571.62
EQ09	Northridge (1994)	Sylmar	6.7	592.64
EQ10	North Palm Springs (1986)	Desert Hot Springs	6.0	263.76

그림 6은 각 구조물의 10개 지진가속도 기록에 대한 비선형 동적해석에서 얻어진 접합부 최대 소성회전각 및 평균값을 나타낸 것이다. 입력지진동에 따라 응답치가 상당히 변동을 알 수 있다. 3층 구조물의 경우 소요 회전각의 평균값이 접합부 가용 소성회전능력인 0.03rad에 근접한다. 반면 6층 및 9층 구조물의 경우는 0.015~0.02rad 범위로서 가용 소성회전능력인 0.03rad 이하임을 알 수 있다. 이것은 본 연구에서 제안한 접합부 회전능력에 기초한 반응수정계수의 정의가 보수성을 지니고 있고 전반적으로 타당함을 보여주는 결과라고 판단된다.

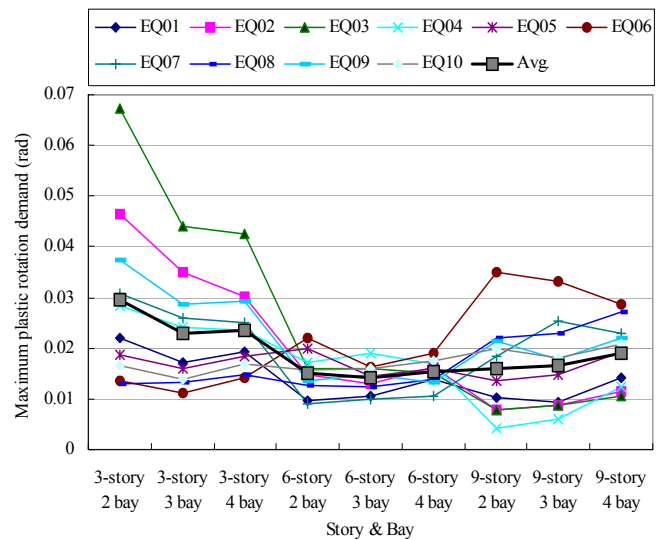


그림 6. 구조물의 접합부 소요 최대 소성회전각

3. 접합부 회전 능력에 변위기반 내진설계법

3.1 단계별 설계절차

전절에서 논의한 바와 같이 현행의 반응수정계수에 의한 내진설계법은 접합부의 소성회전능력을 설계 과정에 투명하게 반영하지 못하는 결함이 있다. 본 연구에서 제시하는 내진설계법은 가용한 접합부 회전능력을 명시적으로 반영할 수 있는 변위기반 반복설계법으로서 아래 그림 7에 단계별 설계절차를 요약하였다.

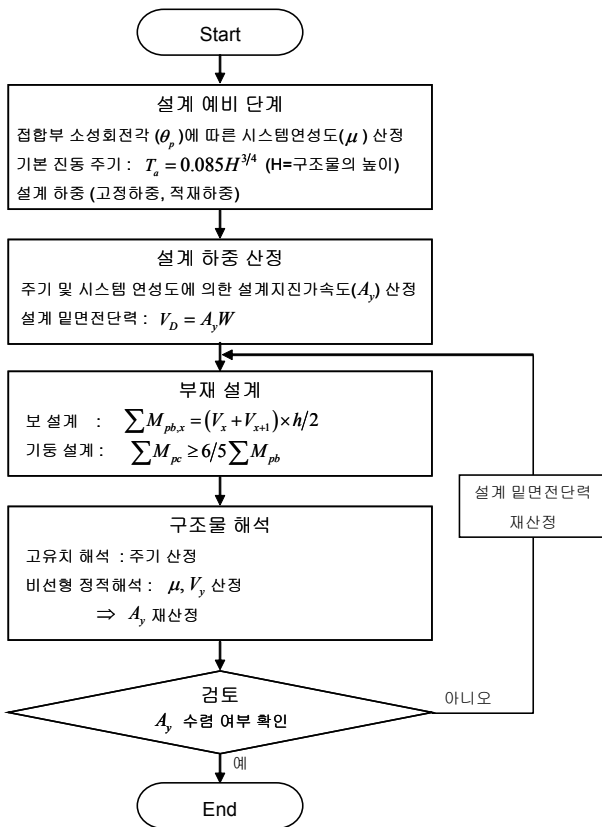


그림 7. 접합부 회전능력에 기초한 내진설계 절차

3.1.1 예비설계 단계

예비설계 단계에서는 우선 설계하려는 구조물의 접합부 소성회전능력에 따라 시스템 연성계수를 추정한다. 본 연구에서는 앞서의 철골특수모멘트골조에 대한 사례(표 3)를 통하여 0.03rad의 접합부 소성회전능력을 가진 철골 구조물의 시스템 연성계수가 2에서 3사이의 값을 가짐을 알 수 있었다. 따라서 특수모멘트골조의 설계를 위한 시스템 연성계수의 초기 값은 3으로 가정하면 무난하다. 그리고 건축구조설계기준(2005)의 철골모멘트골조의 기본진동주기 산정식(아래 식(7))을 이용하여 초기값(T_g)을 산정한다.

$$T_g = 0.085H^{3/4} \quad (7)$$

위 식에서 H 는 구조물의 전체 높이를 나타낸다.

3.1.2 설계 하중 산정

그림 8은 시스템 연성계수에 따른 동일연성도 설계스펙트럼(constant ductility spectrum)이다. 전 단계에서 산정된 기본주기와 시스템 연성계수의 가정치를 토대로 그림 8의 스펙트럼에서 설계지진가속도(A_y)의 크기를 구하여 식(8)에 의하여 설계밀면전단력(V_D)을 산정한다.

$$V_D = A_y \times W \quad (8)$$

위 식에서 W 는 건물의 총 중량을 나타낸다.

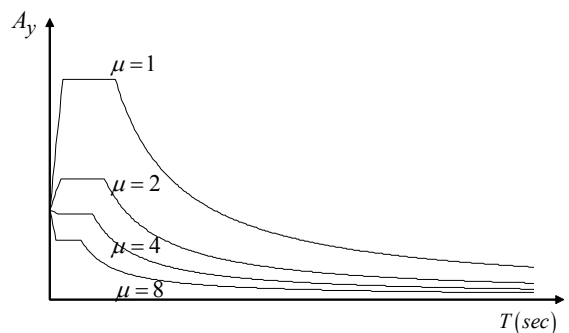


그림 8. 동일연성도 스펙트럼

3.1.3 부재 설계

각 부재는 그림 9와 같이 시스템이 보 소성 붕괴기구를 형성할 수 있도록 설계한다. 먼저 전 단계에서 구한 설계밀면전단력을 등가의 횡하중으로 치환한다. 중/저층 모멘트골조의 동적응답은 1차 진동모드가 지배적이므로 설계의 편의성을 위해 횡하중의 수직분포는 역삼각형 분포로 가정한다. 부재설계를 위한 x층의 자유물체도를 그리면 그림 10과 같다. 기둥과 보의 중앙부에 변곡점이 생기고 보의 단부에 소성힌지가 발생하는 것을 전제하였다.

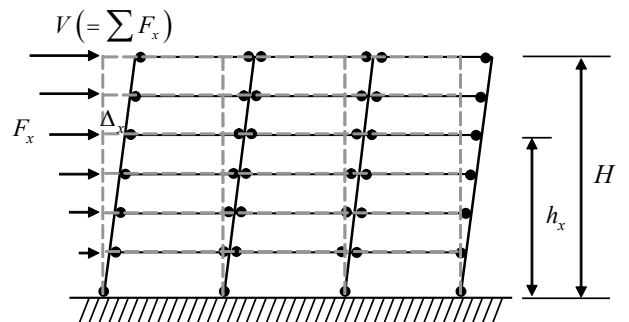


그림 9. 보 소성 붕괴기구

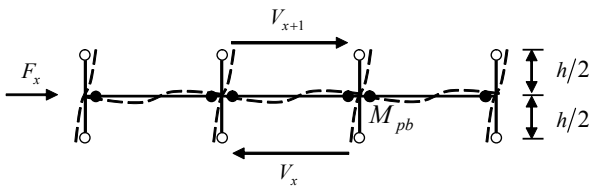


그림 10. 층 별 보의 소요 소성 모멘트 산정

그림 10에서 V_x 는 x층의 층전단력이고, M_{pb} 는 보의 소성 모멘트이다. 각 층의 보를 같은 단면으로 선택한다면 식 (9), (10)에 의해 얻어지는 x층에서의 보의 소성모멘트($M_{pb,x}$)를 통해 보의 단면을 결정할 수 있다.

$$V_x = V_{x+1} + F_x \quad (9)$$

$$\sum M_{pb,x} = (V_x + V_{x+1}) \times \frac{h}{2} \quad (10)$$

각 층의 보 설계가 이루어진 뒤에는 보 소성 붕괴기구가 확보되도록 강기동-약보 조건의 식 (11)을 적용하여 기둥 부재의 설계를 할 수 있다. 본 연구에서는 기둥 휨강도의 합이 보 휨강도의 합보다 20% 이상 되도록 하여 기둥의 소성힌지의 형성 가능성을 최소화할 것을 권장한다.

$$\sum M_{pc} \geq \frac{6}{5} \sum M_{pb} \quad (11)$$

모든 부재가 선정되면 식 (12)에 주어진 일방정식(work equation)을 검토하여 그림 9의 붕괴기구에 의한 구조물의 에너지 흡수 능력이 충분함을 검토하도록 한다.

$$\sum M_{pb}\theta + \sum M_{pc,1}\theta \geq \sum F_x \Delta_x \quad (12)$$

위 식에서 θ 는 보 및 기둥에서 발생하는 소성힌지의 회전 각, $M_{pc,1}$ 은 1층 기둥의 소성모멘트, h_x 는 x층의 높이, Δ_x 는 x층의 횡변위이다. 위 식에서 $\theta = \Delta_x/h_x$ 이므로 다음의 식 (13)과 같이 간단히 검토할 수 있다.

$$\sum M_{pb} + \sum M_{pc,1} \geq \sum F_x h_x \quad (13)$$

3.1.4 설계지진가속도 재산정

위의 절차에 따라 설계된 구조물에 대하여 푸쉬오버해석을 수행하고 2.2절의 방식에 의해 접합부의 가용 소성회전능력(철골특수모멘트골조의 경우는 0.03rad)에 따른 항복밀면전단력(V_y) 및 시스템 연성계수(μ)를 산정한다(그림 11). 고

유치해석에서 얻어진 기본진동주기와 시스템 연성계수를 토대로 그림 8의 동일연성도 스펙트럼에서 설계지진가속도(A_y)를 재산정하고 이전 값과 비교하여 수렴여부를 판별한다. 수렴이 되지 않았으면 부재설계 과정을 반복한다.

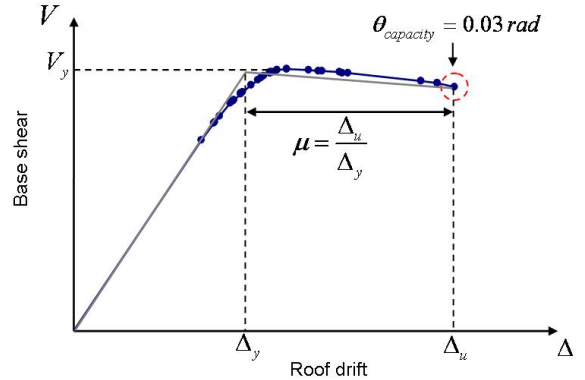


그림 11. 푸쉬오버해석에 의한 시스템 연성계수(μ) 산정

3.2 적용 예제

본 연구에서 제안된 설계방안을 4경간 6층의 철골모멘트골조의 사례로서 설명하고자 한다. 예제구조물은 특수모멘트골조로서 접합부의 가용한 소성회전능력은 0.03rad으로 가정한다. 고정하중은 5kN/m^2 , 적재하중은 3.5kN/m^2 , 바닥면적은 1536m^2 , 층고(h)는 3.6m로 일정하고 각 층의 평면은 앞의 그림 2와 같다. 건물의 지붕층 높이(H)는 21.6m, 총 중량(W)은 27,072kN이다. 지반조건은 보통암 지반(S_B)의 강진대를 가정하여 단주기 설계스펙트럼 가속도(S_{DS})는 1.0g, 주기 1초 설계스펙트럼 가속도(S_{D1})는 0.4g인 조건으로 설계하도록 한다.

다음은 1차 설계과정을 요약한 것이다:

- ① 가용 소성회전능력(0.03rad)에 따라 특수모멘트골조의 시스템 연성계수를 3으로 가정. 구조물의 기본진동주기의 초기 값은 $T_a = 0.085H^{3/4} = 0.085 \times 21.6^{3/4} = 0.85\text{sec}$
- ② 동일연성도 설계스펙트럼에서 $\mu = 3$, $T_a = 0.85\text{sec}$ 을 토대로 설계지진가속도를 산정하면, $A_y = 0.157$ 이고 $V_D = A_y \times W = 4238\text{kN}$
- ③ 설계밀면전단력에 대한 보 및 기둥의 1차 설계결과를 표 5의 상단에 정리함.
- ④ 푸쉬오버해석(그림 12) 및 고유치해석에 의한 시스템 연성계수($\mu = 1.98$) 및 1차 진동주기($T = 1.85\text{sec}$) 산정
- ⑤ $A_y = 0.109$ 로서 수렴치 않았으므로 ②~④의 설계과정 반복

표 5. 예제 구조물의 설계 단계별 부재 사이즈

	층별	내부기둥	외부기둥	보
1차 설계	1-2	H-428×407×20×35	H-406×403×16×24	H-700×300×13×24
	3-4	H-414×405×18×28	H-400×400×13×21	H-594×302×14×23
	5-6	H-394×398×11×18	H-350×350×12×19	H-482×300×11×15
2차 설계	1-2	H-414×405×18×28	H-400×408×21×21	H-588×300×12×20
	3-4	H-400×408×21×21	H-394×405×18×18	H-606×201×12×20
	5-6	H-388×402×15×15	H-350×350×12×19	H-496×199×9×14
3차 설계	1-2	H-414×405×18×28	H-400×408×21×21	H-582×300×12×17
	3-4	H-400×400×13×21	H-394×398×11×18	H-600×200×11×17
	5-6	H-350×357×19×19	H-350×350×12×19	H-496×199×9×14

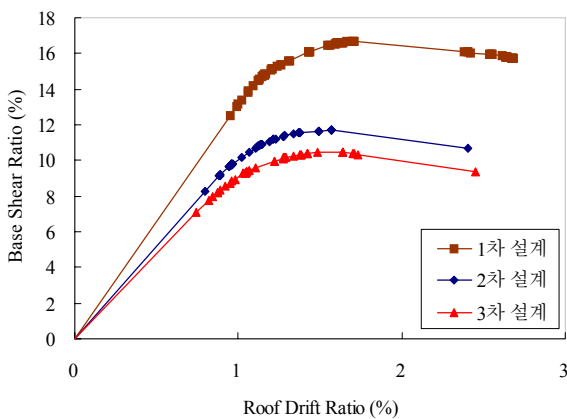


그림 12. 설계 단계별 푸쉬오버 곡선

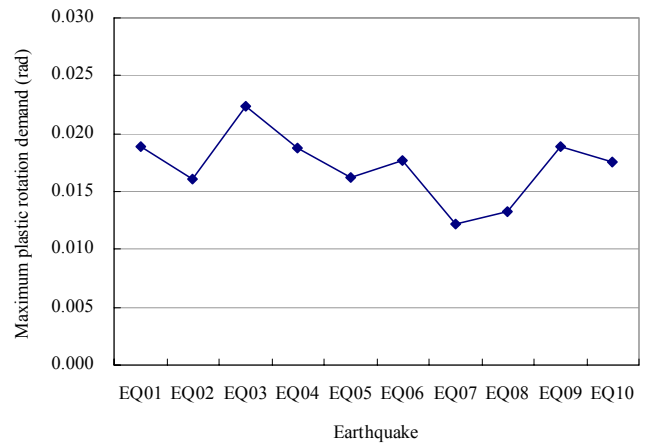


그림 13. 예제 구조물의 접합부 소요 소성회전각

표 6. 예제 구조물의 설계 단계별 주요 변수 변화

	V_D/W	μ	T	A_y
1차 설계	0.157	1.98	1.85	0.109
2차 설계	0.109	1.95	2.12	0.097
3차 설계	0.097	1.96	2.21	0.092

설계지진가속도(혹은 설계밀면전단력)가 10% 이내의 차이를 보일 때 수렴한 것으로 판단하고 설계를 완료하였다(표 6 참조).

본 예제 구조물에 대한 최종 설계결과가 접합부 가용 회전능력을 잘 반영하는지를 살펴보기 위해, 표 3의 10개의 지진가속도기록을 사용하여 비선형 동적해석을 수행하였다. 그림 13에서 보듯이 예제 구조물의 접합부 소요 소성회전각은 0.013-0.023rad 범위에 있음을 알 수 있다. 이는 철골특수모멘트골조의 접합부 소성회전능력인 0.03rad보다 약간 작은 값으로서 본 연구에서 제시한 설계법이 약간 보수적인 측면을 가지고 있음을 시사한다.

4. 결론

본 연구에서는 현행 반응수정계수를 토대로 하는 내진설계법의 단점을 극복할 수 있는 접합부 회전능력에 기초한 중, 저층 철골모멘트골조의 새로운 내진설계법을 제시하였다. 본 연구의 결과를 요약하면 다음과 같다:

- (1) 본 연구에서는 철골모멘트골조의 접합부의 회전능력에 근거하여 구조물의 초과강도계수와 연성계수를 산정하는 방안, 곧 접합부 회전능력과 반응수정계수를 정량적이고 논리적으로 연계하는 방안을 제시하였다. 본 연구의 방안은 다른 구조시스템에 대해서도 적용될 수 있는 일반성이 있음은 물론이다.
- (2) 중, 저층의 철골특수모멘트골조를 대상으로 본 연구의 방안에 따라 반응수정계수를 평가한 결과, 현행의 내진설계기준에서 획일적으로 제시된 값(철골특수모멘트골조의 경우 $R=8$)과는 달리 설계조건에 따라 6-12까지 다양한 값을 가지는 것으로 나타났다. 이러한 결과

는 현행의 반응수정계수에 기반한 내진설계법의 맹점을 잘 보여주는 사례라 하겠다.

- (3) 1차 진동 모드가 지배적인 중, 저층의 철골모멘트골조를 대상으로 반응수정계수를 사용하지 않고, 접합부 소성회전능력을 설계과정에서 직접 반영할 수 있는 투명하고 실용적인 변위기반 내진설계법을 제시하고 방안의 타당성을 입증하였다.

참 고 문 헌

대한건축학회 (2005) 건축구조설계기준, 대한건축학회.

American Institute of Steel Construction (2006) *Seismic Design Manual*, AISC, Chicago, IL.

American Institute of Steel Construction (2002) *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*, AISC, Chicago, IL.

Chopra, A. K. (1995) *Dynamics of Structures*, Prentice Hall, New Jersey.

Federal Emergency Management Agency (2000) *Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings*, Report No. FEMA 350, prepared by the SAC Joint Venture for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.

Federal Emergency Management Agency (2000) *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, Report No. FEMA 356, prepared by the American Society of Civil Engineers for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.

Federal Emergency Management Agency (2004) *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedure*, Report No. FEMA 440, prepared by the

Applied Technology Council for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.

IBC (2003) *International Building Code*, International Code Council, Inc., Virginia.

Leelataviwat, S., Goel, S. C., and Stojadinovic, B. (2002) Energy based seismic design of structures using yield mechanism and target drift, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 128, No. 8, pp. 1046-1054.

Medina, R. A., and Krawinkler, H. (2005) Evaluation of drift demands for the seismic performance assessment of frames, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 131, No. 7, pp. 1003-1013.

Newmark, N. M., and Hall, W. J. (1982) *Earthquake spectra and Design*, EERI Monograph Series, EERI, Oakland.

Prakash, V., Powell, G., and Campbell, S. (1993) *DRAIN 2DX base program description and user guide - Version 1.10*, Report No. UCB/SEMM 93/17 and 93/18, University of California, Berkeley, California.

Uang, C. M. (1991) Establishing R and C_d factors for building seismic provisions, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 117, No. 1, pp. 19-28.

Uang, C. M., Bruneau, M., and Whittaker, A. (1998) *Ductile Design of Steel Structures*, McGraw Hill, New York.

Wen, Y. K., and Song, S. H. (2003) "Structural reliability/ redundancy under earthquakes," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 129, No. 1, pp. 56-67.

(접수일자 : 2007. 7. 30 / 심사일 2007. 9. 6 /
심사완료일 2007. 11. 22)