

# 접합부와 보의 상대강성을 고려한 중층 철골 모멘트 골조의 내진해석

## Seismic Analysis of Mid Rise Steel Moment Resisting Frames with Relative Stiffness of Connections and Beams

하 성 환<sup>1)</sup> · 강 철 규<sup>2)†</sup> · 한 흥 수<sup>3)</sup> · 한 권 규<sup>4)</sup> · 최 병 정<sup>5)</sup>  
*Ha, Sung Hwan · Kang, Cheol Kyu · Han, Hong Soo · Han, Kweon Gyu · Choi, Byong Jeong*

요 약 : 본 연구는 기둥-보 접합부의 강성에 따른 철골 모멘트 골조의 동적특성의 차이를 파악하는데 목적이 있다. 6층의 철골 모멘트 골조를 설계하였으며, 접합부는 DWA (Double Web-Angle Connection), TSW (Top-and Seat-Angle Connection with Double Web-Angle), FEMA(SAC-Test Summary No.28, Specimen ID : UCSD-6) 접합부를 사용하였고, 완전강접합부의 동적거동특성과 상호 비교 검토하였다. 반강접 접합부의 회전강성은 Chen 과 Kishi 에 의해 제안된 3매개변수파워모델을 사용하여 구하였다. 접합부의 회전 강성을 보의 강성으로 나누어 상대강성으로 정의하여 사용하였다. 모든 골조에 대하여 비선형 정적해석(push over analysis), 반복하중 해석 및 시간이력해석을 수행하였다. 각 접합부의 강성에 따른 내진거동은 층간변위, 소성힌지 및 이력 에너지 분배의 항목별로 비교·분석하였다.

ABSTRACT : This study was conducted to investigate the seismic behavior of steel member resisting frames considering the relative stiffness of the connection and beams. Six-story steel moment frames were designed to study the seismic behavior. The connections were classified into Double Web-Angle connections (DWAs), Top- and Seat-angles with double Web-angles (TWSs), FEMA-Test Summary No. 28, Specimen ID: UCSD-6 (SAC), and Fully Restrained (FR). The rotational stiffness of the semi-rigid connections was estimated using the Three-Parameter Power Model adopted by Chen and Kishi. The relative stiffness, which is the ratio of the rotational stiffness of the connections to the stiffness of the beams, was used. Push-over, repeated loading, and time history analysis were performed for all the frames. The seismic behavior of each frame was analyzed with the story drift, plastic hinge rotation, and hysteretic energy distribution.

핵심용어 : 철골모멘트골조, 반강접 접합부, 회전 강성, 상대강성, 내진 거동

KEYWORDS : Steel Moment Frame, Semi Rigid Connection, Rotational Stiffness, Relative Stiffness, Seismic behavior

### 1. 서론

강구조에서 모멘트 골조 시스템은 높은 연성 능력과 에너지 소산 능력을 보유하고 있는 대표적인 횡력 저항 시스템으로 사용되어 왔다. 즉, 모멘트 골조는 1960~1970년대에 여러 실험 결과를 통하여 가장 효과적인 횡력 저항 시스템 중 하나로 파악하여(Bertero 등, 1972) 건물 붕괴에 대한 충분한 저항능력을 발휘할 것으로 인식되어 왔다.

1994년 Northridge지진과 1995년 고베지진을 통하여 모멘트 골조에서 기둥-보 접합부는 보의 하부 플랜지를 용접

접합한 부분에서 취성파괴가 발생하면서 붕괴되었다. 이로써 모멘트 골조의 접합부에 대한 설계방법과 시공과정에 대한 문제점이 대두되기 시작하였다(SAC, 1995).

Northridge 지진 이후 많은 연구자들은 기둥-보 접합부에서 발견된 파단의 원인을 규명하고 이를 보완하기 위한 새로운 접합부를 개발하는 등 많은 연구와 실험을 수행하였다(한상환 등, 2007; FEMA, 1996). 또한 기존 모멘트 골조에서 기둥-보 접합부의 제작, 시공상의 단점을 해결하고 동시에 구조적 효율성을 높이기 위한 반강접 접합에 대한 연구도 국내 외에서 진행되었다(강석봉 등, 2010a; 강석봉 등, 2010b;

1) (주)창민우 구조컨설턴트(sak11502@nate.com)

2) 교신저자. 경기대학교 건축공학과 강사, 공학박사

(Tel: 02-766-1749, Fax: 02-706-1740, E-mail: steel999@paran.com)

3) 한국시설안전공단 진단본부 건축팀, 공학박사(water1973@hanmail.net)

4) 경기대학교 건축공학과 박사과정(kwungyu@nate.com)

5) 경기대학교 건축공학과 부교수, 공학박사(bjchoi@kyonggi.ac.kr)

본 논문에 대한 토의를 2012년 4월 30일까지 학회로 보내주시면 토의 회답을 게재하겠습니다.

김태진 등, 2007; 안재권 등, 2007; Chen 등, 1996).

기존 연구에서 접합부의 강성이 높을수록 구조물의 내진성능이 증가하는 것을 여러 측면에서 확인하였다(Lui 등, 1986). 그러나 접합부 상세 변화에 따른 내진성능 평가에 대한 연구는 아직도 미비한 실정이다. 또한 국내 실무에서도 철골 구조물의 접합부 설계를 단순히 강접합과 편접합으로 구분하여 설계하고(양철민 등, 2004: ) 반강접 접합부를 적용한 제작 및 시공한 실례가 거의 없어 반강접 접합의 적용성 검토를 충분히 하지 못하고 있는 실정이다.

본 연구는 6층 건물을 국내 철골 설계에 따라 일반적인 크기의 기둥과 보 부재를 선정하고 그 접합부에서 DWA (Double Web Angle), TSW (Top and Seat angle with double Web angle), FEMA (SAC 96-02 접합부) 접합을 적용한 후 Drain2D+ 프로그램으로 동적 비탄성해석을 수행하였다.

비탄성해석 결과를 통하여 기둥-보 접합부의 동적거동 특성을 파악하고 완전 강접합(FR, Fully Rigid Connection)과 본 연구에서 사용된 각 접합부의 강성을 보에 대한 상대강성으로 나타내어 접합부의 내진거동 특성을 비교분석 하였다. 내진 거동 특성은 층간변위, 소성힌지 및 이력 에너지 분배로 나타내었다. 또한 철골 건물에서 반강접합부의 활용성 및 타당성을 파악하는데 그 목적이 있다.

## 2. 접합부의 상대강성

구조물의 해석에 반강접 접합부를 고려하기 위해서는 적절한 모델링과 강성의 입력방법이 중요하다. 본 연구에 사용되 는 Drain2D+ 프로그램은 접합부의 반강접성을 선형회전 강성함으로써 고려하는 방법을 사용하고 있다. 그러나 선형회전 강성을 입력하는 부분에서 구조해석자가 스스로 계산하여 접합부마다 입력해야 하는 불편함과 해석자에 의한 에러가 발생할 수 있다. 따라서 본 연구에서는 접합부의 회전강성은 단부 고정 모멘트  $M_{FIX}$ 와 그 시점의 접합부의 모멘트인  $M_c$ 을 이용하여 Beam-line 회전강성  $R_{kb}$ 를 입력하는 방법을 사용하였고, 접합부 강성의 상대적 크기를 쉽게 알아볼 수 있도록 하기 위하여 보의 강성  $EI/L$ 와 접합부의 강성  $R_{kb}$ 의 상대 비율인 상대강성  $R_s$  (Relative Stiffness) =  $R_{kb}/(EI/L_b)$ 의 상관관계를 도출하여 나타내었다.

본 논문에서 접합부와 보의 상대강성 비를 사용하여 나타낸 반강접 접합을 사용한 구조물의 거동을 구현하기 위해서 다음과 같이 가정하였다.

- (1) 접합부의 축변형, 전단변형, 비틀림을 무시하고 모멘트-회전각  $M-\theta_c$  거동만 고려한다.

- (2) 접합부가 선형 거동을 하는 반면, 부재는 비선형 탄성 (Second-Order Elastic) 거동을 한다.
- (3) 접합부의 편심은 무시한다.

보 단부의  $M_{FIX}$ 와 접합부의 모멘트인  $M_c$ 를 통하여 접합부의 회전강성  $R_{kb}$ 를 구하기 위하여, y축의  $M_{FIX}$ 와 x축의  $\theta_{bo}$ 를 연결한 Beam-line을 그림 1에 나타내었다.

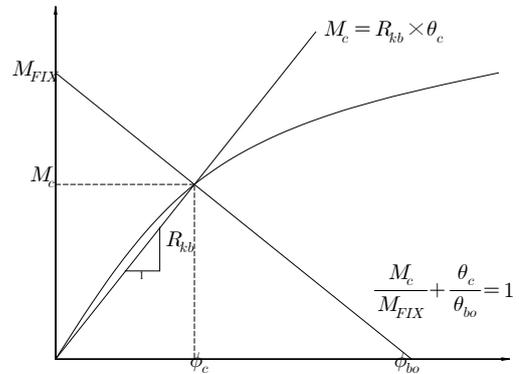


그림 1. Beam-Line을 사용한 회전강성  $R_{kb}$ 의 결정

그림 1에 나타난 두 직선에 대한 상관관계식은 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$\frac{M_c}{M_{FIX}} + \frac{\theta_c}{\theta_{bo}} = 1 \quad (1)$$

$$M_c = R_{kb} \times \theta_c \quad (2)$$

- 여기서,  $M_c$  : 접합부의 모멘트  
 $M_{FIX}$  : 양단 고정일 때, 보 단부 모멘트 ( $wl^2/12$ )  
 $\theta_c$  : 접합부의 회전각  
 $\theta_{bo}$  : 양단 단순지지일 때, 보 단부 회전각 ( $wl^3/24EI$ )  
 $w$  : 등분포 하중  
 $l$  : 보의 길이  
 $E$  : 탄성계수  
 $I$  : 보의 단면 2차모멘트

식 (2)를 식 (1)에 대입하고,  $M_{FIX}$ 와  $\theta_{bo}$ 에 각각  $wl^2/12$ ,  $wl^3/24EI$ 를 대입하여 정리하면  $\theta_c$ 에 대하여 값을 구할 수 있다.  $\theta_c$ 의 값은 다음과 같다.

$$\theta_c = \frac{wl^2}{12} \frac{1}{R_{kb} + \frac{2EI}{l}} \quad (3)$$

식 (3)을 식 (2)에 다시 대입하면 접합부의 회전강성  $R_{kb}$ 를 구할 수 있다.

$$M_c = R_{kb} \times \theta_c = R_{kb} \times \left( \frac{wl^2}{12} \right) \left( R_{kb} + \frac{2EI}{l} \right) \quad (4)$$

$$R_{kb} = M_c / \theta_c = M_c / \left( \frac{wl^2}{12} \right) \left( R_{kb} + \frac{2EI}{l} \right) \quad (5)$$

식 (4)에서  $M_{FIX} = wl^2/12$  이고,  $R_{kb}$ 를 나누어 정리하면 다음과 같다.

$$\frac{M_c}{M_{FIX}} = \frac{1}{1 + \frac{2EI}{R_{kb}l}} \quad (6)$$

여기서,  $\frac{M_c}{M_{FIX}}$ 의 값은 보의 강성인  $EI/L$ 와 접합부의 강성  $R_{kb}$ 의 함수이다. 따라서 보의 강성과 접합부의 회전강성의 관계를  $R_s = \frac{R_{kb}}{EI/L}$  라고 하면 다음과 같이 정리된다.

$$\frac{M_c}{M_{FIX}} = \frac{1}{1 + \frac{2}{R_s}} \quad (7)$$

여기서,  $R_s$  : 접합부와 보의 무차원화 된 상대 강성비 ( $= R_{kb}/(EI/l)$ )

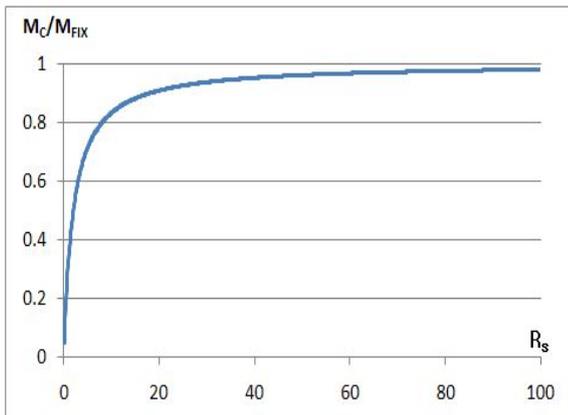


그림 2.  $M_c/M_{FIX}$  와  $R_s$ 의 상관관계

식 (7)을 이용하여  $M_c/M_{FIX}$  값으로 대응하는  $R_s$  값을 찾거나,  $R_s$  값으로  $M_c/M_{FIX}$  값을 손쉽게 확인할 수 있도록 도표로 작성하여 그림 2 및 표 1에 나타내었다. 그림 2의 그래프는 부재의 치수와 상관없이  $R_s$  값과  $M_c/M_{FIX}$  값이 일대일 대응함을 알 수 있다.

표 1.  $M_c/M_{FIX}$ 와  $R_s$ 와의 상관관계

$M_c/M_{FIX}$ 로 $R_s$ 값을 구할 때		$R_s$ 로 $M_c/M_{FIX}$ 값을 구할 때	
$M_c/M_{FIX}$	$R_s$	$R_s$	$M_c/M_{FIX}$
0.05	0.11	0.5	0.20
0.10	0.22	1	0.33
0.15	0.35	2	0.50
0.20	0.50	3	0.60
0.25	0.67	4	0.67
0.30	0.86	5	0.71
0.35	1.08	6	0.75
0.40	1.33	7	0.78
0.45	1.64	8	0.80
0.50	2.00	9	0.82
0.55	2.44	10	0.83
0.60	3.00	11	0.85
0.65	3.71	12	0.86
0.70	4.67	13	0.87
0.75	6.00	14	0.88
0.80	8.00	15	0.88
0.85	11.33	16	0.89
0.90	18.00	17	0.89
0.95	38.00	18	0.90

### 3. 해석 모델 및 방법

#### 3.1 구조물의 해석모델

본 연구의 해석 구조물은 6층 구조물을 그림 3과 같이 가로 5경간(9m), 세로 3경간(6m)의 평면으로 설계하였으며, 구조물의 외주 기둥에서 모멘트를 저항할 수 있도록 하였다. 구조물에 적용된 하중은 표 2와 같으며, 구조물의 단면은 평면에서 A-A'으로 표기한 부분을 그림 4에 나타내었으며, 모든 층고를 4m로 하였다.

표 2. 설계하중

	Roof Floor	Base Floor
고정하중	6.2 kN/m <sup>2</sup>	4.0 kN/m <sup>2</sup>
활하중	2.0 kN/m <sup>2</sup>	3.5 kN/m <sup>2</sup>
지진하중	지진지역 1 (지역계수 0.11) 지반종류 Sc 반응수정계수 6.0(모멘트 저항골조) 중요도 계수 1.0	

구조물에 사용된 보, 기둥, 가새 부재는 표 3에 정리하였다. 기둥의 축력비는 0.5 이하로 설계되었으며, 본 연구에서 축력비의 영향은 고려되지 않았다.

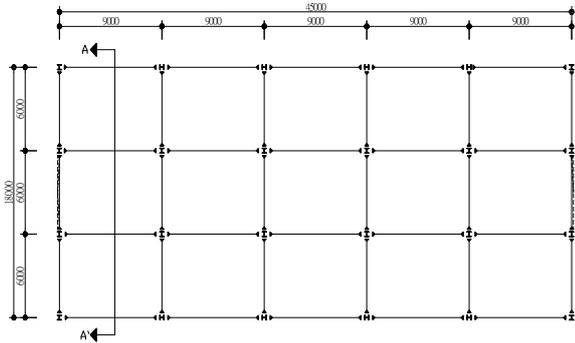


그림 3. 평면도

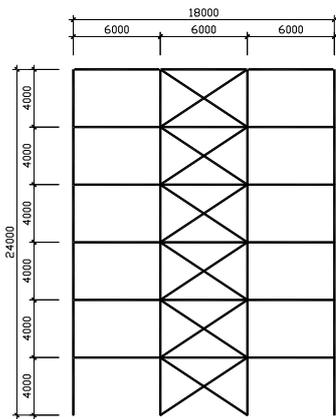


그림 4. 단면도 (A-A' Section)

표 3. 사용 부재

Member	Floor	Type
Beams	5-6	H- 506 x 201 x 11 x 19
	3-4	H- 488 x 300 x 11 x 18
	1-2	H- 582 x 300 x 12 x 17
Columns	5-6	H- 350 x 350 x 12 x 19
	3-4	H- 394 x 398 x 11 x 18
	1-2	H- 414 x 405 x 18 x 28
Bracing	All	H- 125 x 125 x 6.5 x 9

### 3.2 접합부 및 지진 데이터

기둥-보 접합부에서 접합부 강성 및 보의 상대강성을 고려한 철골모멘트골조의 내진거동을 연구하기 위하여 연구변수를 다음과 같이 정하였다.

DWA(Double Web Angle) 접합부와 TSW(Top and Seat angle with double Web angle) 접합부는 Kishi와 Chen(1990)에 의하여 제안된 TPPM(Three Parameter

Power Model)을 수용하여 접합부의 초기강성과 한계소성모멘트(Ultimate Moment Capacity)를 계산하여 적용하였고, FEMA(SAC 96-02 접합부)모델은 실험에 근거한 데이터 값을  $R_s$ (Relative Stiffness)로 환산하여 접합부의 최종강성과 항복모멘트 값을 적용하였다.

#### 1) DWA 접합부

DWA 접합에 대한 상세는 그림 5에 나타내었다. 접합부의 상대강성  $R_s=0.1\sim 0.18$ 으로 보의 강성에 비해 접합부의 강성이 매우 작은 것으로 나타났다. 이 접합부의 성능은 보 단부에 모멘트가 작용할 때 작용모멘트의 20% 미만의 구속력을 가지며, 거의 전단력만을 지지하는 단순접합이라고 정의할 수 있다.

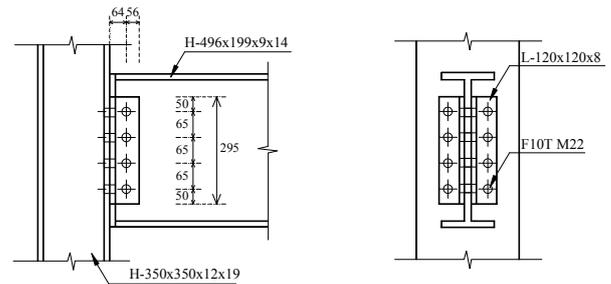


그림 5. DWA 접합 상세도

각 부재의 모멘트와 전단력은 탄성해석을 통해서 얻은 값을 사용하였고 설계에 사용된 볼트는 4개로 가정하였고 F10T를 사용하였다. 볼트의 간격 및 연단거리는 AISC에 근거하여 설계하였다. 초기강성 및 소성모멘트를 위해서 다음 식 (8) 및 (9)을 사용하였다 (Chen, 2000).

$$\frac{R_{kiw}}{EI_{ow}} = \frac{12\alpha \cosh(\alpha\beta'_w)}{7.8[\alpha\beta'_w \cosh(\alpha\beta'_w) - \sinh(\alpha\beta'_w)]} \quad (8)$$

$$\frac{M_{uw}}{M_{0w}t_w} = \frac{(2\xi + 1)}{3} \gamma_w^2 \quad (9)$$

표 4. DWA 접합부 성능

No.	Floor	$M_p$ (kN·mm)	$R_s$	$R_{ki}$ (kN·mm/rad)	$M_u$ (kN·mm)	$M_u/M_{FIX}$ (%)
1	5~6	5.98E05	0.18	3.43E06	3.72E04	8.13
2	3~4	7.60E05	0.14	3.43E06	3.72E04	6.59
3	1~2	9.32E05	0.10	3.43E06	3.72E04	4.63

식 (8)~(11) 및 표 4~표 5에 사용된 앵글 접합부의 매개변수는 다음과 같으며, 각 매개변수에서 아래첨자의  $w$ 는 web angle,  $t$ 는 top angle,  $ts$ 는 top and seat angle 을 의미한다.

$$\beta'_w = \beta_w - \frac{1}{\gamma_w} \left( \kappa_w + \frac{\omega_w}{2} \right)$$

$$\beta = g_c/l, \quad \gamma = l/t, \quad \delta = d/t$$

$$\kappa = k/t, \quad \omega = W/t, \quad \rho = t_w/t_t$$

여기서 각 매개변수의 정의는 다음과 같다.

- $d$  : 보의 춤(mm)
- $g_c$  : 볼트 중심축에서 앵글의 가장자리까지 거리(mm)
- $k$  : 앵글 밑 끝으로부터 필렛 끝부분까지 거리(mm)
- $l$  : 앵글의 길이(mm)
- $t$  : 앵글의 두께(mm)
- $W$  : 너트의 지름(mm)
- $I_0 = t^3/12$  : 단위 길이 당 단면2차모멘트(mm<sup>4</sup>)
- $M_0 = f_y t^2/4$  : 단위 길이 당 소성모멘트(kN·mm)
- $V$  : 전단력(kN)
- $V_0 = F_y t/2$  : 단위 길이 당 소성 전단력(kN)
- $\xi = V/V_0$  : 무차원화 한 전단력 매개변수

계산과정이 매우 복잡하므로 여기서는 결과만을 표 4 및 표 5에 정리하였다.

### 2) TSW 접합부

TSW 접합에 대한 상세는 그림 6에 나타내었다. 접합부의 상대강성  $R_s = 1.8$  정도로 나타났으며, 보의 강성에 비해 접합부의 강성이 2배 정도 되는 것으로 나타났다. 접합부의 성능은 단부모멘트의 약 45~55%의 구속력을 가진다. 초기강성은 다음의 식 (10) 및 (11)을 사용하여 구하였고 그 결과는 표 5에 수록하였다 (Chen, 2000).

$$\frac{R_{ki}}{EI_{ot}} = \frac{R_{kits}}{EI_{ot}} + \frac{R_{kiw}}{EI_{ot}} \tag{10}$$

$$\frac{M_{uw}}{M_{0w} t_w} = \frac{(2\xi_w + 1)}{3} \gamma_w^2 \tag{11}$$

표 5. TSW 접합부 성능

No.	Floor	$M_p$ (kN·mm)	$R_s$	$R_{ki}$ (kNmm/rad)	$M_u$ (kN·mm)	$M_c/M_{FIX}$ (%)
1	5~6	5.98E05	1.86	3.62E07	1.47E05	48.24
2	3~4	7.60E05	1.82	4.43E07	1.77E05	47.60
3	1~2	9.32E05	1.77	6.25E07	2.11E05	46.92

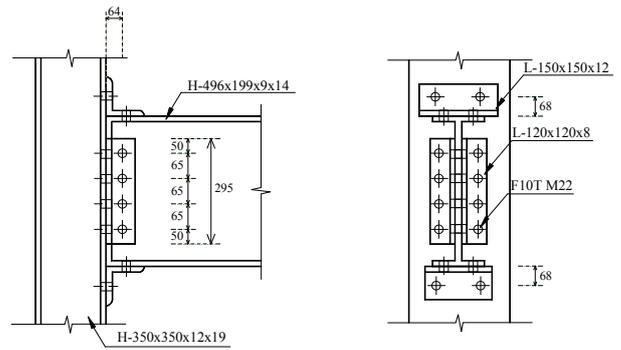


그림 6. TSW 접합 상세도

### 3) FEMA(SAC 96-02) 접합부

접합부의 상대강성  $R_s$ 는 9.44로 나타났으며, 단부에 작용하는 모멘트의 82.5% 구속력을 가진다. AISC에서는 강접합의 범위를  $M_c/M_{FIX} = 90\%$  ( $R_s = 18$ ) 이상 될 때 강접합에 속한다고 정의하고 있는데 강접합에 근접한 반강접 접합부라고 볼 수 있다. 그림 7에는 FEMA에서 수행된 시험체의 상세를 보여주고 있다. SAC접합부의 초기강성 및 한계소성모멘트는 실험값을 인용하여 사용하였다. 그 결과는 표 6에 정리하였다.

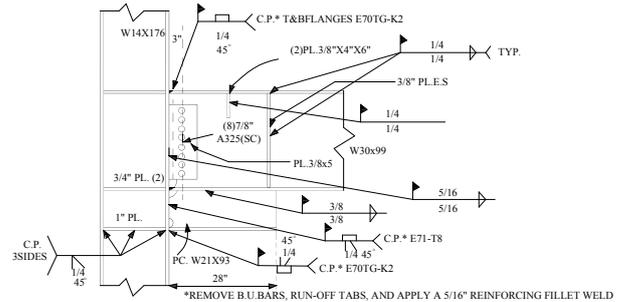


그림 7. FEMA (SAC 96-02) 접합부

표 6. FEMA (SAC 96-02) 접합부 성능

No.	Floor	$M_p$ (kN·mm)	$R_s$	$R_{ki}$ (kN·mm/rad)	$M_u$ (kN·mm)	$M_c/M_{FIX}$ (%)
1	5~6	5.98E05	9.44	1.83E08	4.93E05	82.52
2	3~4	7.60E05	9.44	2.30E08	6.27E05	82.52
3	1~2	9.32E05	9.44	3.34E08	7.69E05	82.52

또한, 본 연구에서는 국내 지반과 유사한 지반의 3개의 지진 데이터를 적용하여 구조물의 거동을 연구하였으며, 최대 지반 가속도를 0.2g, 0.3g 및 0.4g로 조정하여 해석 하였다. 각 지진에 대한 특성은 표 7에 나타나 있다. 여기서,

Comp. 는 지진의 성분(component)을 나타내고, ML은 지진의 규모(Local Magnitude), A/g는 지진의 가속도를 중력가속도로 나누어 무차원화 시킨 값이며,  $u_{go}$ 는 최대 지반 변위,  $t_g$ 는 지반의 고유주기,  $t_D$ 는 지진의 지속시간을 의미한다. 또한, 그림 8에서는 변수로 사용되는 지진에 대한 가속도응답스펙트럼을 보여주고 있다.

표 7. 사용 지진 하중

No	Ground Motion	Comp.	ML	A/g	$u_{go}$ (cm)	$t_g$ (sec)	$t_D$ (sec)	Geology
EQ 1	A	S00E	6.3	0.35	33.45	0.55	24.46	Stiff Soil
EQ 2	B	New-360	6.4	0.60	56.89	0.68	5.50	Alluvium
EQ 3	C	EW	7.4	0.21	25.27	1.12	24.78	Alluvium

A: El Centro, May 18, 1940  
 B: Northridge, Jan. 17, 1994  
 C: Miyagi, June 12, 1987

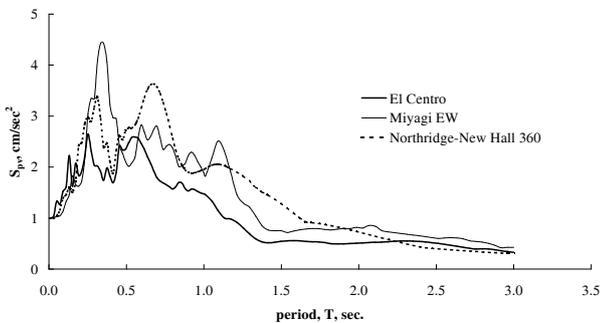


그림 8. Response spectrum of acceleration

### 3.3 해석 방법 및 절차

초기 부재선정은 KBC 2006 제3장 설계하중의 기준을 적용하고, 현행 실무에서 사용하는 MIDAS Gen을 사용하여 사용하중에 만족하는 부재를 선정하였다. 본 연구에 사용된 부재는 표 3에 주어져 있다. 구조물은 2D로 설계하였으며, 모멘트 골조 시스템으로써 최외곽의 프레임이 횡력에 대해서 저항하도록 하고 가새를 추가하여 횡변위를 감소시킬 수 있는 설계를 하였다.

- (1) 구조물은 Drain2D+로 해석하여 Static Analysis, Pushover Analysis를 통하여 구조물의 설계가 올바르게 되었는지 검토를 한 후, 지진하중을 입력하여 비선형 동적해석을 실시하였다.

- (2) 구조물의 설계는 MIDAS Gen을 사용하였으며, 강도설계법을 적용하여 1차적으로 설계하고, 비선형 거동시 기동보다 보에서 소성힌지가 발생하도록 유도하기 위하여 강-기동 약-보 개념으로 2차 설계를 하였다. 마지막으로 지진하중을 정적해석을 하여 밀면전단력에 대하여 탄성 구간에서 층간변위를 만족하도록 검토를 하였다. 이 단계에서 설계된 구조물은 완전 강접합으로 가정한 접합부를 적용하였다.
- (3) (2)항을 통하여 설계된 구조물의 기동-보 접합부에 DWA, TSW, FEMA(SAC 96-02), FR 접합부를 적용하고 Push-over 해석 및 Repeated Loading 해석을 수행하여 구조물이 어떠한 거동을 보이는지 살펴보았다.
- (4) 지진하중을 각 모델별로 프로그램에 입력하여 해석을 하였으며, 층간변위, 소성힌지, 이력 에너지 분포에 대하여 분석하였다.
- (5) (4)의 결과를 통하여 분석한 층간변위는 시간이력 해석 시 최대발생 층간 변위를 찾아서 KBC 2006 기준과 비교를 실시하였다.
- (6) (4)의 결과에 따른 소성힌지 분석자료는 어떤 층 또는 부재에서 소성힌지가 먼저 발생하는지 그리고 어떠한 파괴 형태를 보이는지를 파악하였다. 이는 또한 Pushover Test에서의 해석결과와 비교를 실시하였다.
- (7) (4)의 결과에 따른 이력 에너지 분포는 기동과 보 접합부를 각각의 그룹으로 나누어 어느 부재에 에너지가 집중되는지 파악을 하였다. 기동과 보의 에너지를 합산하여 층별로 어떠한 에너지 분포를 보이는지에 대하여 비교·분석 하였다.

위의 모든 단계의 절차를 해석모델에 적용하고 지진하중이 작용시 구조물의 거동을 파악하고 비교함으로써 각 접합부의 강성에 따른 구조물의 내진 거동을 비교 분석하였다.

## 4. 해석 결과의 분석

### 4.1 Pushover, Repeated Loading Analysis

하중-변위 관계의 결과에서 각 모델에 따른  $\Delta y$  기준으로  $\Delta y$ ,  $2\Delta y$ ,  $3\Delta y$ ,  $4\Delta y$ , ...를 연성도  $\mu=1$ ,  $\mu=2$ ,  $\mu=3$ ,  $\mu=4$ , ...으로 하여 소성 힌지 분포도를 조사하였다. 이 소성 힌지 분포를 비교함으로써 해당 구조물이 어느 정도의 연성을 가진 건물인지 확인할 수 있다. Pushover 해석 결과는 그림 9에 나타내었다. 표 8에는 연성도에 대한 소성힌지 값을 정리하였다.

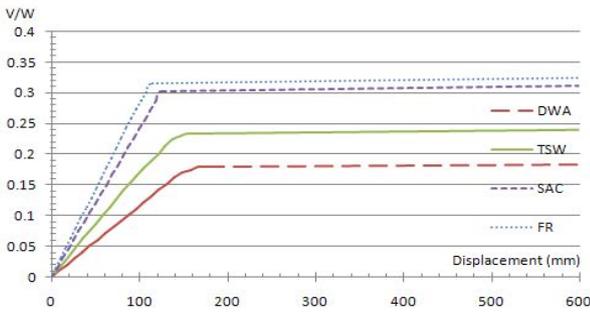


그림 9. Pushover V/W-Dis. Curve

표 8. 구조물의 연성도에 따른 소성힌지

(단위 : radian)

Type	$\Delta y$	$\mu$	$\mu=2$	$\mu=3$	$\mu=4$	$\mu=5$	$\mu=6$
DWA	160	0.012	0.021	0.031	-	-	-
TSW	140	0.009	0.016	0.024	0.032	-	-
SAC	120	0.002	0.008	0.014	0.021	0.028	0.032
FR	110	0.002	0.009	0.013	0.019	0.025	0.031

구조물에 반복하중을 가함으로써 구조물이 외력을 받았을 때의 에너지 흡수능력을 알 수 있다. 그림 10은 'KBC 2006 0722. 2. 4. 2 보-기둥 모멘트 접합부의 가력방법'을 본 연구의 구조물에 적용시킨 것이다.

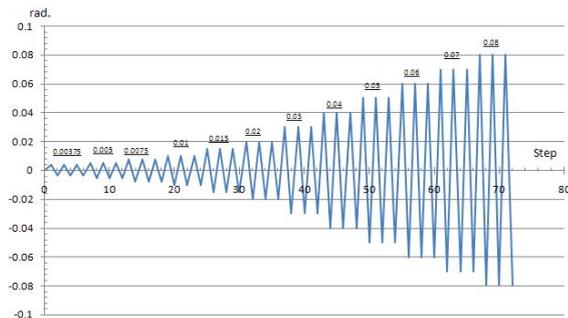
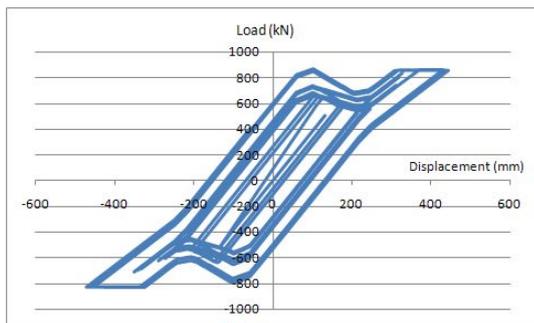
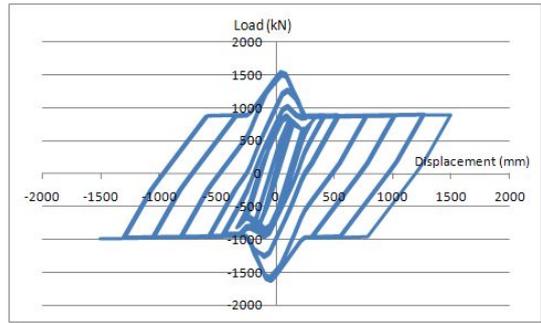


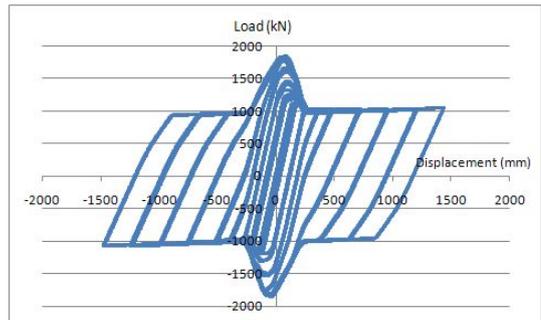
그림 10. 구조물의 가력 방법



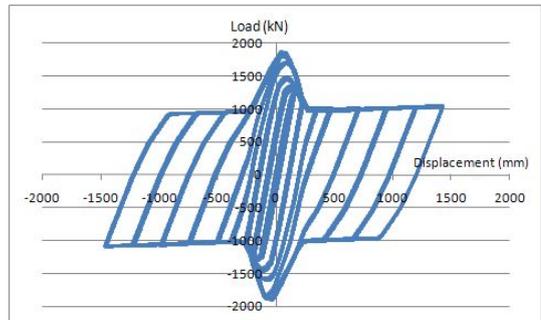
(a) DWA



(b) TSW



(c) SAC (FEMA)



(d) FR

그림 11. 반복하중 해석 결과

반복하중에 의한 각 접합부별 구조물의 거동에 대한 결과를 그림 11에 나타내었다. 그림 11의 결과를 살펴보면 DWA는 다른 세가지 모델에 비하여 견딜 수 있는 최대 내력이 낮은 것으로 나타났으며, 에너지 소산범위가 좁게 나타났음을 알 수 있다. 인장과 압축부분에서 심한 핀칭 현상이 나타났음을 알 수 있었다(그림 11(a)). TSW의 경우 하중능력은 향상되었으며, 에너지의 흡수능력이 SAC(FEMA) 및 FR의 형태와 유사한 패턴으로 진행되고 있음을 알 수 있었다. SAC(FEMA) 및 FR모델의 경우 가장 높은 하중을 지지할 수 있는 것으로 나타났고 에너지를 흡수하는 면적이 가장 완만하게 나타남을 그림 11(c) 및 11(d)를 통해 알 수 있었다.

4.2 층간변위

각 지진하중의 최대지반가속도 0.3g 와 0.4g 에 대한 각 해석모델의 층간변위의 결과는 표 9~표 11에 정리하였다. 정리된 층간변위의 값은 지진하중 작용시 발생한 최대 층간 변위를 나타낸다.

El Centro 지진의 경우, 모든 해석모델은 KBC 기준에 규정된 내진등급 I에 해당하는 허용 층간변위(1.5%)를 만족하는 것으로 나타났다. Northridge 지진의 경우, 0.2g에서는 모두 허용 층간변위를 만족하였으며, 0.3g에서는 강접합부(FR) 만이 허용 층간변위를 만족하였다. Mijagi 지진의 경우, 0.2g에서는 모두 허용층간 변위 기준을 만족하였으며, 0.3g에서는 SAC 접합부만이 허용 층간변위를 만족하였다. Northridge 및 Mijagi 지진의 경우, 0.4g 에서는 모든 접합부가 허용 층간변위를 초과하였다.

표 9. El Centro EQ의 층간변위 (%)

A/g	0.3g				0.4g			
	Type D W A	T S W	S A C	F R	D W A	T S W	S A C	F R
6	0.63	0.72	0.75	0.68	0.83	0.89	0.93	0.83
5	0.64	0.76	0.81	0.74	0.85	0.93	1.00	0.90
4	0.62	0.72	0.78	0.70	0.81	0.89	0.97	0.86
3	0.54	0.62	0.69	0.61	0.71	0.78	0.87	0.80
2	0.43	0.49	0.54	0.51	0.58	0.61	0.67	0.67
1	0.27	0.33	0.37	0.38	0.37	0.41	0.48	0.50

표 10. Northridge EQ 층간변위 (%)

A/g	0.3g				0.4g			
	Type D W A	T S W	S A C	F R	D W A	T S W	S A C	F R
6	1.65	1.49	1.44	1.33	2.21	1.95	1.86	1.71
5	1.69	1.53	1.51	1.40	2.26	2.01	1.94	1.79
4	1.60	1.45	1.44	1.34	2.12	1.92	1.83	1.69
3	1.42	1.28	1.20	1.12	1.89	1.71	1.53	1.39
2	1.15	1.04	0.94	0.83	1.53	1.39	1.23	1.10
1	0.74	0.68	0.64	0.57	0.98	0.91	0.83	0.75

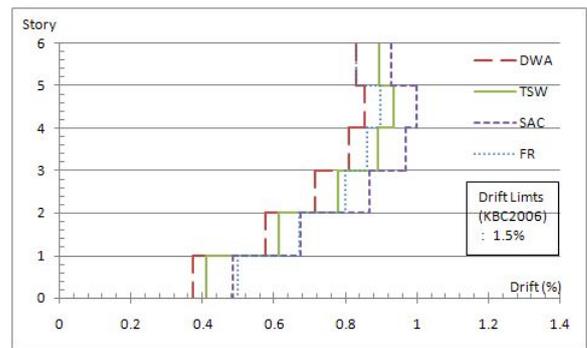
표 11. Mijagi EQ 층간변위(%)

A/g	0.3g				0.4g			
	Type D W A	T S W	S A C	F R	D W A	T S W	S A C	F R
6	1.94	1.82	1.31	1.53	2.59	2.40	2.09	1.75
5	2.00	1.88	1.39	1.61	2.67	2.48	2.19	1.84
4	1.92	1.78	1.37	1.57	2.57	2.33	2.11	1.81
3	1.66	1.49	1.22	1.39	2.21	1.94	1.81	1.60
2	1.30	1.12	0.97	1.11	1.73	1.45	1.42	1.28
1	0.82	0.69	0.65	0.75	1.10	0.92	0.94	0.85

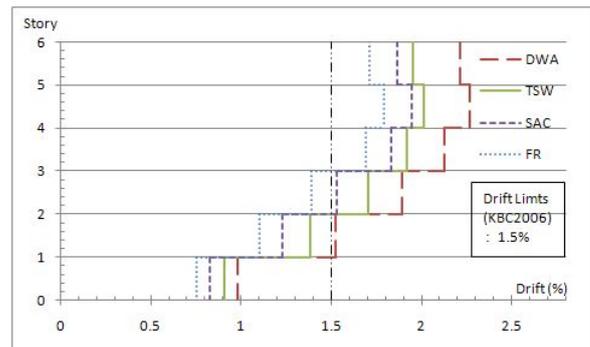
\* □ : 허용층간변위 만족 구간, ■ : 허용층간변위 초과 구간

그림 12에서는 각 해석모델의 최대지반가속도 0.4g 에 대한 층간변위의 변화를 그래프로 나타내었다.

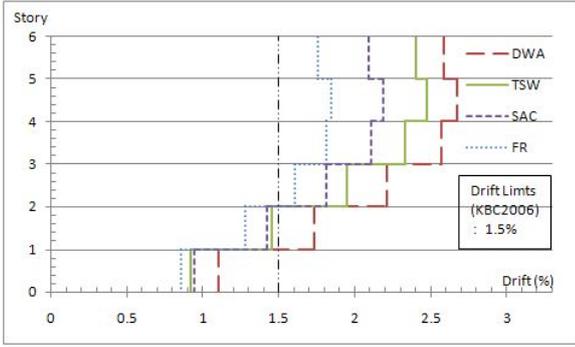
강접합부를 가진 해석 모델과 반강접 접합부를 가진 해석 모델을 비교해 보면, 지진 가속도의 크기가 작은 0.2g에서는 층간변위가 큰 차이를 보이지 않고 있으나, 0.4g에서는 접합부의 강성이 감소할수록 많은 차이를 보이는 것을 확인하였다.



(a) Elcentro 0.4g



(b) Northridge 0.4g



(c) Miyagi 0.4g  
그림 12. Story Drift Ratio

### 4.3 소성힌지

해석모델에 따른 소성힌지 분포의 결과를 표 12에 정리하였다. 정리된 값은 지진하중이 작용 하였을 때 발생한 소성힌지의 최대값을 나타낸다. 일반적으로 소성힌지가 0.003 radian 이상이 되면 부재는 항복하게 된다.

표 12. Plastic Hinge Rotation

(Unit : radian)

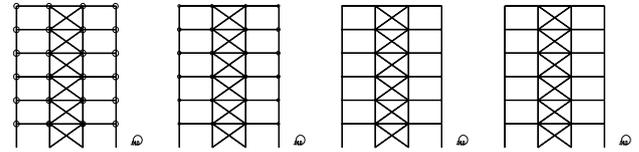
EQ Type	Connection Type	0.2g	0.3g	0.4g
Elcentro	DWA	0.0058	0.0087	0.0106
	TSW	0.0050	0.0083	0.0108
	SAC	0.0023	0.0048	0.0074
	FR	0.0001	0.0027	0.0051
Northridge	DWA	0.0154	0.0236	0.0318
	TSW	0.0128	0.0193	0.0261
	SAC	0.0077	0.0104	0.0127
	FR	0.0068	0.0123	0.0178
Miyagi	DWA	0.0185	0.0281	0.0377
	TSW	0.0160	0.0241	0.0326
	SAC	0.0092	0.0122	0.0160
	FR	0.0069	0.0121	0.0186

\* □ : 소성힌지 0.03 rad. 미만, ■ : 소성힌지 0.03 rad. 이상

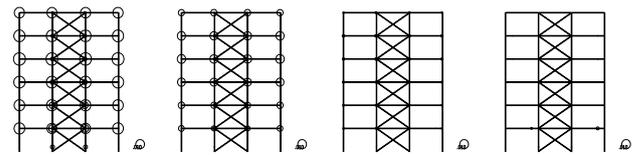
그림 13~그림 15에는 각 지진하중에 따른 구조물의 소성힌지 분포를 나타내었다. 소성힌지를 도식화함으로써 구조물의 어느 부재에서 먼저 항복을 하게 되는지를 판단할 수 있으며, 각 위치별 소성힌지의 크기를 상대적으로 비교하는 것

이 가능하다.

El centro 지진의 경우 그림 13, DWA 및 TSW 접합부 모델은 접합부에서 소성힌지가 발생하였으며, SAC 및 FR 모델은 보 부재에서 소성힌지가 발생하였으나, 크기는 매우 미미하였다.

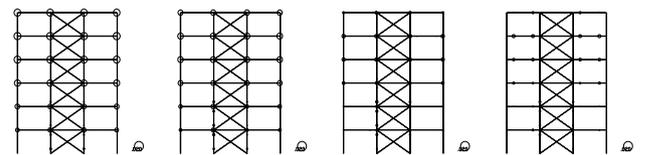


(a) Elcentro 0.2g

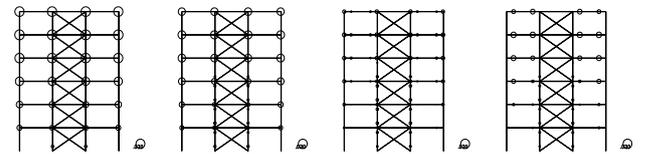


(b) Elcentro 0.4g

그림 13. Plastic Hinge Rotation at Elcentro Earthquake



(a) Northridge 0.2g



(b) Northridge 0.4g

그림 14. Plastic Hinge Rotation at Northridge Earthquake

Northridge 지진의 경우 그림 14, DWA 및 TSW 접합부 모델은 접합부에서 소성힌지가 발생하였다. SAC 모델은 접합부에서 소성힌지가 시작되어, 지진가속도의 증가와 더불어 기둥 및 보에서도 소성힌지가 발생하는 형태를 보였다. FR 모델은 보 부재에서 소성힌지가 시작되어, 지진가속도의 증가와 더불어 기둥에서도 소성힌지가 발생하는 형태를 보였으나 접합부에서는 소성힌지가 발생하지 않았다.

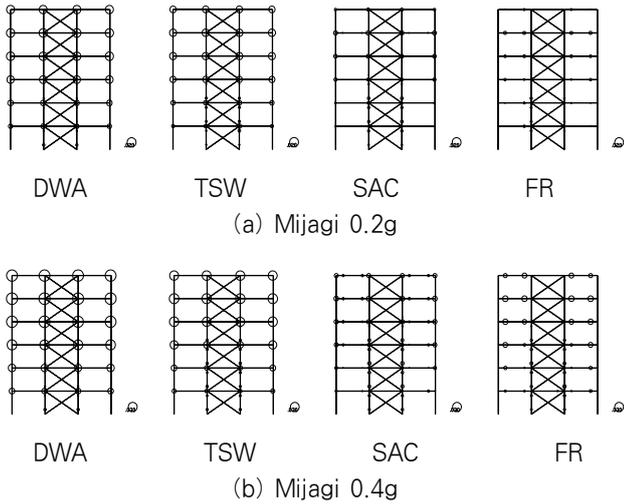


그림 15. Plastic Hinge Rotation at Miyagi Earthquake

Miyagi 지진의 소성힌지 분포형태는 Northridge 지진과 유사한 분포양상을 보여주고 있다(그림 15).

구조물의 접합부를 강접합으로 가정하여 해석을 수행한 모델(FR)은 접합부에 소성힌지가 발생하지 않았으며, 보와 기둥에서만 소성힌지가 발생하였다. 그러나 반강접 접합부를 적용한 해석모델에서는 접합부의 강성이 작을수록 발생하는 소성힌지의 크기가 증가하였으며, 발생하는 부재의 위치도 다른 양상을 보이고 있었다.

DWA는 주로 접합부에서만 소성힌지가 발생하였다. TSW는 접합부와 기둥에 소성힌지가 발생되고, SAC는 접합부와 기둥 그리고 보에서 소성힌지가 발생하였다. 접합부의 강성이 클수록 소성힌지를 고루 분포 시킬 수 있었으며, 그 크기도 감소한다는 것을 확인하였다.

설계시에 '강기둥-약보' 개념으로 설계가 된 구조물을 완전 강접합으로 가정하여 해석을 수행한 모델(FR)은 보가 기둥보다 먼저 항복하게 되는 거동을 보임으로써 구조물의 거동이 설계의도와 일치함을 보여주었다. 하지만 반강접 접합부가 적용된 해석모델에서는 접합부가 먼저 항복을 하는 것으로 나타났으며, 그 강성에 따라 보에 소성힌지가 발생되지 않을 수 있고, 보 부재보다 기둥 부재에서 먼저 항복하게 될 수도 있다. 보 부재보다 기둥 부재가 먼저 항복하는 것은 구조물이 전체적으로 붕괴될 수 있는 더 큰 위험이 따른다. 따라서 강접합으로 설계하여 해석을 수행하는 것은 구조물의 실제 접합부 강성의 크기에 따라 그 의도가 완전하게 적용되지 않을 수 있으며, 거동에 많은 차이를 보일 수 있으므로 정확한 해석이 수행되어야 한다고 판단된다.

#### 4.4 이력 에너지 분배

이력 에너지 해석 결과는 각 층별 부재를 그룹으로 설정하여 각 그룹별로 에너지가 어떻게 분배 되는지 살펴보았다. 내진 에너지에 대한 비탄성 구조물의 에너지는  $E_I(t) = E_K(t) + E_D(t) + E_S(t) + E_h(t)$ 로 표현된다.  $E_I(t)$ 는 Input 에너지,  $E_K(t)$ 는 Kinetic 에너지,  $E_D(t)$ 는 Damping 에너지,  $E_S(t)$ 는 Strain 에너지 그리고  $E_h(t)$ 는 Hysteretic 에너지이다. 구조물의 피해는 이력 에너지(Hysteretic Energy) 분배와 관련이 있기 때문에(Choi, 1998) 본 연구에서는 이력에너지  $E_h(t)$ 만을 비교·분석 하였다.

그림 16~그림 18은 각 지진하중의 최대 지반가속도 0.4g에 따른 층별 기둥 부재(a)와 보 부재(b), 그리고 전체(c)의 에너지 분포에 대한 그래프이다. 이를 통하여 구조물의 어느 층에서 에너지가 집중되는지 확인할 수 있으며, 구조물의 취약점을 파악할 수 있다.

기둥 부재의 에너지 분포를 분석한 결과, 공통적으로 저층부에 에너지가 집중되는 것을 확인하였다. 또한, 접합부의 강성이 작을수록 저층부에 더 많은 에너지가 집중되는 것으로 나타났다(그림 16, 17, 18의 (a)).

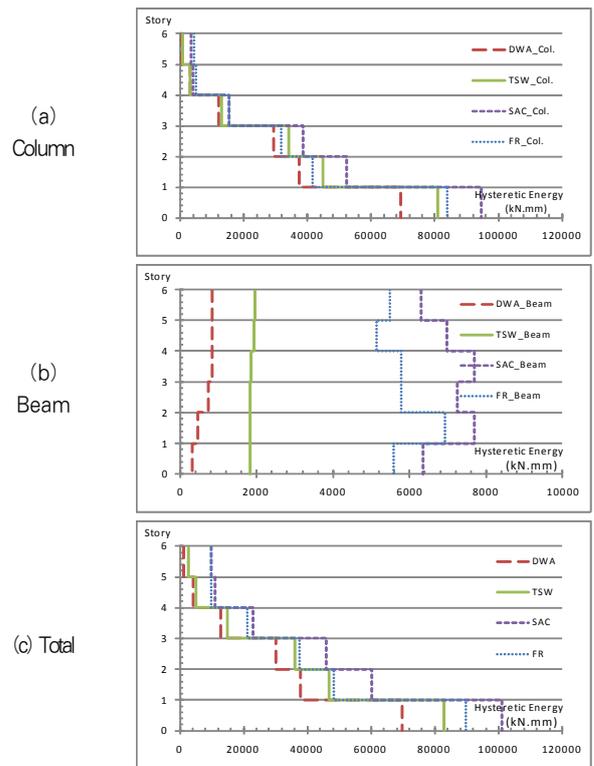


그림 16. Energy distribution at Elcentro 0.4g

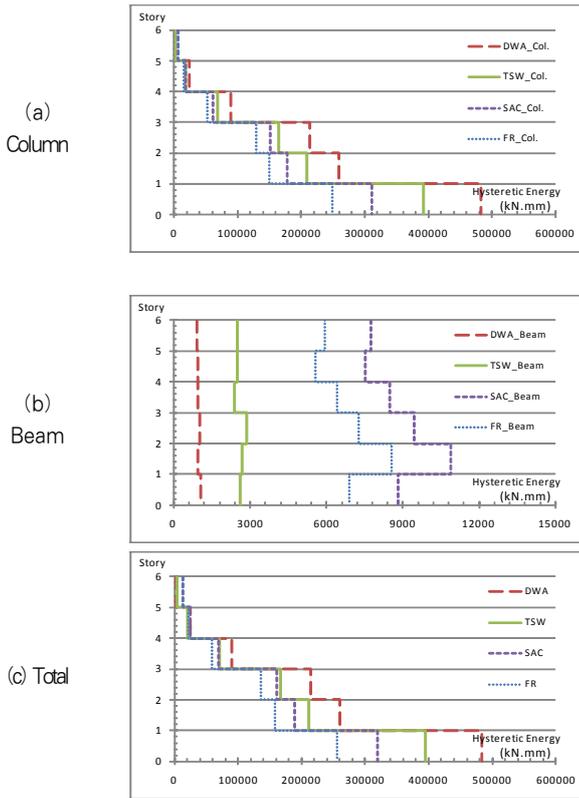


그림 17. Energy distribution at Northridge 0.4g

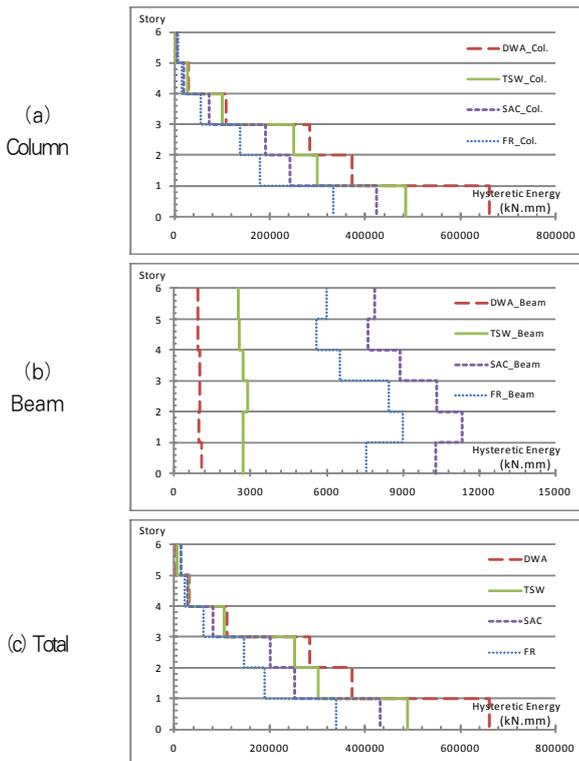


그림 18. Energy distribution at Mijagi 0.4g

보 부재의 에너지 분포는 접합부의 강성이 클수록 에너지를 더 많이 받는 것으로 나타났다(그림 16, 17, 18의 (b)). 이것은 횡하중에 의한 기둥에 작용하는 에너지를 보 부재에서 같이 분담하여 주는 것으로 접합부의 강성이 작을수록 분배능력이 떨어지는 것으로 확인되었다. 이 중에서 SAC 해석 모델은 FR 해석 모델과 비교하여 기둥에서 분배되는 보의 에너지의 비율이 가장 작은 차이를 보이는 것을 확인하였으며, 접합부의 강성이 비교적 낮은 DWA, TSW 해석모델은 FR접합부와 비교하여 에너지 분배 성능에 많은 차이가 나는 것을 확인하였다.

종합적으로 층별 이력에너지 분포는 기둥에서 받는 에너지가 매우 큰 영향을 끼치는 것을 확인하였다. 모든 해석모델에서 저층부에서의 에너지 집중이 큰 것으로 확인되었으나, 접합부의 강성에 의한 보 부재의 에너지 분배 성능에 따라서 저층부에 집중되는 에너지의 비율이 달라지는 것으로 나타났다.

### 5. 결론

본 연구는 접합부를 DWA, TSW, SAC(FEMA)로 분류하고 이러한 접합부 모델과 비교를 위하여 완전 강접합이라고 가정된 접합부를 FR이라고 하였다. 구조물의 각 접합부의 강성에 따른 내진거동은 층간변위, 소성힌지 및 이력 에너지 분배의 항목별로 비교·분석하여 다음과 같은 결론을 도출하였다.

- (1) 지진 가속도가 0.2g에서는 모든 접합부 구조물이 허용 층간변위 기준을 만족하였으며, 항복하는 부재는 나타나지 않았다. 지진 가속도가 0.4g 경우에는 El Centro 지진을 제외한 모든 접합부의 구조물이 허용층간변위 기준을 초과하였으나, 접합부의 항복은 Northridge 지진에서는 DWA 접합부, Miyagi지진에서는 DWA, TSW 접합부 구조물에서만 확인되었으며, 접합부의 강성이 커질수록 허용 층간변위 초과 정도는 감소하였다.
- (2) 모멘트 골조로써 접합부를 강접합으로 하여 강기둥-약보의 개념으로 설계한 구조물은 보가 기둥보다 먼저 항복하게 되는 거동을 보임으로써 설계의도와 구조물의 거동이 일치하였으나, 반강접 접합부를 적용한 구조물에서는 접합부가 먼저 항복하는 형태를 나타내었다.
- (3) 이력 에너지 분포는 기둥에서 받는 에너지가 매우 큰 영향을 끼치는 것을 확인하였고, 접합부의 강성이 클수록 기둥에 작용하는 에너지를 보 부재에서 분담하는 비중이 커지는 것을 확인하였다. 따라서 접합부의 강성이 커질수록 저층부에 집중되는 에너지를 감소시키는 것을 확인하였다.

(4) 지진 규모가 비교적 크지 않은 지역에서는 접합부의 강성이 낮은 접합부의 사용도 가능하다고 판단된다. 그러나 지진규모가 큰 지역에서는 구조물의 내진거동에 따른 많은 차이를 보이고 있는데, 이에 따른 거동의 차이를 비교하기 위하여 본 연구에서 적용된 보와 접합부의 상대강성을 이용하여 비교를 수행할 수 있을 것이다.

### 참 고 문 헌

강석봉, 김신애 (2010a) 반강접 접합부 배치에 따른 비가새 5층 철골골조구조물의 비탄성 시간이력해석, 한국강구조학회 논문집, 한국강구조학회, 제22권, 제4호, pp.313-324.

강석봉, 이재환 (2010b) 보-기둥 접합부를 고려한 5층 철골골조구조물의 비탄성 정적해석, 한국강구조학회 논문집, 한국강구조학회, 제22권, 제2호, pp.129-137.

김태진, 김은석, 김진구 (2007) 중저층 철골건물 보-기둥 접합부의 내진 및 붕괴저항 성능평가, 대한건축학회 논문집, 대한건축학회, 제23권, 제10호, pp.59-66.

안재권, 이철호 (2007) 접합부 회전능력에 기초한 중/저층 철골 모멘트골조의 내진설계, 한국강구조학회 논문집, 한국강구조학회, 제19권, 제6호, pp.715-723.

양철민, 김영문 (2004) 반강접 접합부를 갖는 중·저층 골조의 거동 특성에 관하여, 한국강구조학술지, 한국강구조학회, 제16권, 제4호, pp.58-63.

한상환, 문기훈, 정지은, 이기학 (2007) Post-Northridge WUF-B 접합부 골조의 내진 성능 평가, 한국강구조학회 논문집, 한국강구조학회, 제19권, 제6호, pp.751-760.

Bertero, V.V., Popov, E.P., and Krawinkler, H. (1972) Beam-column subassemblages under repeated loading. *J. Struct. Div. ASCE*; Vol. 98 No. 5 : pp.1137-1159.

Chen, W.F., Yoshiaki, G., Richard, L., and J.Y. (1996) *Stability Design of Semi-Rigid Frames*. John Wiley & Sons, Inc.

Chen, W.F. (2000) *Practical Analysis for Semi-Rigid Frame Designs*. College of Engineering University of Hawaii.

Choi, B.J. (1998) *Performance Based Seismic Design of Steel Moment Resisting Frames using the Energy Approach*, Ph. D. Dissertation, IIT, Chicago, IL.

FEMA (1996) *Program to Reduce the Earthquake hazards of Steel Moment Frame Structures*, Connection Test Summaries, FEMA, Report No. SAC-96-02.

Lui, E.M. and Chen, W.F. (1986) Analysis and Behavior of Flexibly-Jointed Frames. *Engineering Structures* No. 8 April : pp.107-118.

SAC (1995) *Analytical and field investigations of buildings affected by the Northridge earthquake of January 17* : Rep. No. SAC-95/04, SAC Joint Venture, Richmond, California.

(접수일자 : 2011. 5. 11 / 심사일 2011. 5. 15 / 심사완료일 2011. 10. 5)