

## 접합부 해석모델에 따른 보통모멘트철골골조의 비선형 응답평가

### The Evaluation of Nonlinear response of the Ordinary Moment Resisting Frames using different analytical joint model

원 학 재\*                  한 상 환\*\*                  이 리 형\*\*\*  
Won, Hak-Jae              Han, Sang-Whan              Lee, Li-Hyung

#### ABSTRACT

The purpose of this study is to evaluate and make a comparison between the Ordinary Moment Resisting Frames using different analytical joint model for the Nonlinear response. For this purpose, 3-story structure was designed according to NEHRP 1994 Guidelines. And the center-line dimension model and model considering panel zone were used as analytical model for the structure.

Nonlinear Static Procedure and Nonlinear Dynamic Procedure were used to evaluate seismic capacities and demands. The limitation in FEMA 273 was used as the variable number to predicte seismic demands of OMRFs. This analytical studies were performed with DRAIN-2DX modified by Shan Shi. Using the above results, the performance evaluation and seismic demands of OMRFs shall be performed. Finally NSP and NDP shall be compared.

#### 1. 서 론

과거 건물 설계시에 건물이 횡하중에 대한 저항 시스템으로 횡하중 작용시 휨과 전단에 대해서 큰 변형 능력을 가진 철골모멘트저항골조의 형식을 취해왔다. 그러나, 설계에 대한 이러한 개념은 1994년 Northridge 지진에서 철골모멘트저항골조의 용접접합부에서 취성 파괴가 발생하면서 신뢰성을 잃게 되었으며, 1995년 Kobe 지진에서 더욱 더 큰 문제점이 제기되었다. 이러한 상황에서 새로운 내진 설계법이 대두되었으며, 그 결과로 현재 건물의 설계는 설계기준에서 정하는 설계하중에 대한 허용응력과 변형 기준에 따라 경제성과 인명안전을 만족하도록 설계를 수행하고 있다.

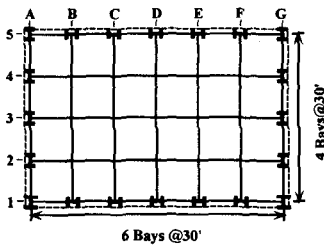
내진설계법이 건물의 성능에 근거한 설계로 이동하고 있는 현실에서 철골골조의 성능평가지 기준의 하중 조합에 대한 단순한 탄성해석은 지진하중에 대한 접합부와 접합부를 이루는 요소가 받는 하중과 변형요구를 명확히 밝힐 수 없다. 즉 현재 건물의 설계에 전통적으로 사용되어왔던 탄성해석보다 더 엄격한 비선형해석 절차를 사용하여 철골골조의 성능평가를 해야 한다. 특히, 기존의 많은 연구결과에 의하면 철골모멘트골조의 내진 성능평가에 있어서 보-기둥 접합부를 구성하는 부재의 거동과 지진수요의 평가지 접합부 패널존을 모델링 해야한다. 현재 이러한 해석에 사용할 수 있는 기존의 보-기둥접합부와 새롭게 개발된 접합부의 시스템 수준에서의 내진거동을 규명하기 위한 철골 보-기둥접합부에 대한 많은 해석적 모델들이 제시되고 있다. 본 연구는 접합부 패널존의 변형을 고려하는 모델과 부재중심선치수모델을 사용하여 모델링한 후, 내진 성능

\* 한양대학교 건축공학과 석사과정  
\*\* 한양대학교 건축공학부 조교수  
\*\*\* 한양대학교 건축공학부 정교수

평가의 과정을 거쳐 골조의 비선형 응답을 평가한다. NEHRP 1994 설계지침서를 사용하여 철골 보통모멘트 골조의 설계를 수행하였으며, 골조의 성능목표를 FEMA 273 지침서를 참조하여 정의하였다. 본 연구에서는 골조의 모델링 방법에 따라서 부재의 변형과 하중요구가 어떻게 변화하는지, 지붕층변위와 층간변위의 요구가 어떻게 변하는지를 평가하였다.

## 2. 대상골조의 설계

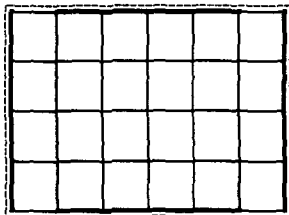
대상골조는 지진하중 작용시 변위에 의하여 설계가 지배되는 페리미터 골조로 NEHRP 1994 설계지침서와 AISC LRFD(1993)를 적용하여 사무소 용도(지진구역2)의 3층 철골 보통모멘트골조를 중력하중, 지진하중, 풍하중에 대하여 설계를 하였다. 설계시 접합부의 변형을 고려하기 위하여 부재길이에 접합부치수가 무시된 중심선 치수모델을 사용하여 설계를 하였다. 규준에서의 하중조합에 대하여 본 건물은 덧판을 요구하지 않았다. 내부의 보는 합성보로 설계하였으며, 건물의 우발, 편심 비틀림 모멘트를 고려하기 위하여 SAP2000프로그램을 이용하여 3차원 골조로 설계하였다. 기둥의 간격은 30ft(914cm)이며 골조의 평면과 입면과 치수를 각각 [그림 1 2 3]과 [표 1]에 나타내었다.



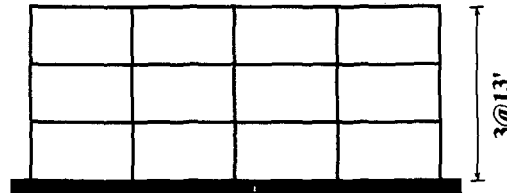
[그림 1] 대상골조의 평면

층/바다	기둥		덧판	보
	외부	내부		
1/2	W14x74	W14x99	0	W21x61
2/3	W14x74	W14x99	0	W21x57
3/R	W14x74	W14x99	0	W18x35

[표 1] 대상골조의 단면



[그림 2] 모멘트저항골조



[그림 3] 대상골조의 N-S 입면

## 3. 성능목표의 선정

성능목표는 지반운동수준에 대하여 건물의 성능수준을 정의하는 것이며, 설계시 보통 한가지 이상의 성능목표의 조합을 사용한다. 성능목표는 지진위험도, 피해발생시 보수비용과 기능마비로 인한 손실비용 등을 고려하여 경제성을 만족하도록 설정한다. 본 연구에서 사용한 내진성능 평가 지침서인 FEMA 273 지침서에

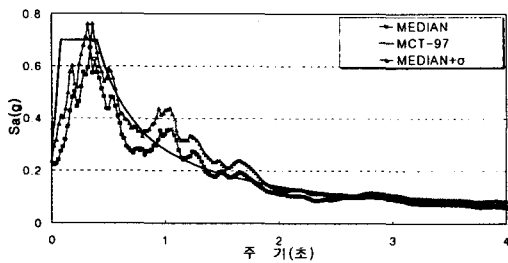
	기능수행	즉시거주	인명안전	붕괴방지
50%/50년	a	b	c	d
20%/50년	e	f	g	h
10%/50년	i	j	k	l
2%/50년	m	n	o	p

[표 2] FEMA 273 지침서의 성능목표

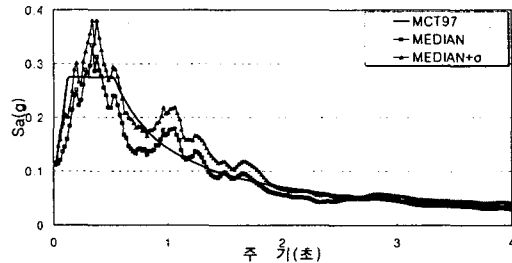
서는 50년 내 초과확률을 갖는 지반운동에 대한 건물의 성능수준을 규정하고 있다. 본 연구에서는 50년에 초과확률 10%, 2%의 지진에 대한 인명안전(LS), 붕괴방지(CP)를 각각 목표성능으로 정하였다. 성능평가를 위해 선정한 목표성능을 [표 2]에 나타내었다. 이는 FEMA 273의 성능목표 정의에 의하면 기본 안전목표(Basic Safety Objective)에 대한 목표성능을 말한다.

#### 4. 동적해석에 사용된 지진 기록의 특성

비선형동적해석을 수행하기 위하여 지진기록을 선정하였다. 재현주기별 위험도계수를 사용하여 2%/50년과 10%/50년의 확률을 가지는 지진기록에 대한 중간값+표준편차(Median+ $\sigma$ )의 응답스펙트럼을 FEMA 273 지침서에서 제안한 선형탄성설계응답스펙트럼(LEDRS)과 함께 각각 [그림 4]와 [그림 5]에 나타내었다.



[그림 4] 2%/50년의 지진기록의 가속도 스펙트럼



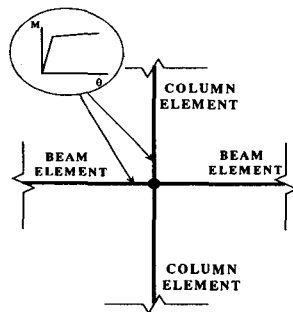
[그림 5] 10%/50년의 지진기록의 가속도 스펙트럼

선정한 7개의 지진기록은 Soil Type 2에 대한 것이며, 해석시 475년, 2373년의 재현주기에 대하여 PGA를 각각 0.11g, 0.22g로 조정하여 사용하였다. 선정한 지진기록은 1-2초 사이에서는 기준에서의 스펙트럼보다 높은 값을 가지고 장주기에 대해서는 기준의 스펙트럼과 거의 같은 값을 가지는 것을 볼 수가 있다.

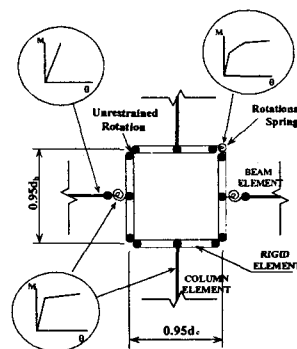
#### 5. 비선형 해석모델

##### 5.1 해석모델의 종류

DRAIN-2DX 프로그램을 사용하여 설계된 구조물의 절반을 2차원골조로 모델링하였다. 본 연구에서는 접합부의 치수를 고려하지 않은 중심선모델(M1)과 접합부의 강도와 변형을 고려한 모델(M2)을 사용하였으며, 특징은 다음과 같다.



[그림 6] M1 모델



[그림 7] M2 모델

- i) M1 : 철골 모멘트 골조의 접합부 패널존이 횡강성과 강도에 미치는 영향을 무시한 것으로 구조 해석시 가장 널리 사용되는 모델로서 보와 기둥은 중심선치수를 가진다. 보와 기둥에서의 모멘트는 기둥과 보의 면이 아닌 접합부 중심의 모멘트를 사용하므로 모멘트의 상한선이다.
- ii) M2 : Krawinkler(1998)에 의해서 사용된 모델로서 접합부의 전단변형을 삼선형 하중-변형관계로 더 정확히 기술하기 위해서 패널존의 모서리에 휩스프링을 연결한 모델로서 패널존의 전단변형을 정확히 나타낼 수 있다. 전단강도와 변형 특성은 Krawinkler(1978)의 연구결과를 적용하였다.

본 연구에서 모든 부재의 비탄성거동은 부재 단부에서 발생하는 것으로 가정하며, 항복 후 부재의 이차강성은 탄성강성의 3%를 적용하였다.

## 5.2 하중

- i) 중력하중 : 해석시 보부재의 균일분포하중은 고정단모멘트로 작용하며 프레임에 직교하는 보에서 전달되는 집중하중은 기둥에 절점하중으로 가하였다.
- ii) P-Δ하중 : 본 연구에서는 M1모델과 M2모델의 모멘트 골조에 연결요소를 사용하여 탄성 P-Δ 기둥을 모델링하였다. 이 가상 기둥은 매우 큰 축강성을 가진다. 하지만 횡강성은 모멘트저항골조에 영향을 주지 않을 만큼 작다.
- iii) 층지진하중 : 규준에서의 횡하중 패턴을 사용하였다.

## 6. 비선형 정적해석

### 6.1 해석대상 골조의 1차모드 주기

M1 모델 M2 모델에 비하여 14.9% 작다.

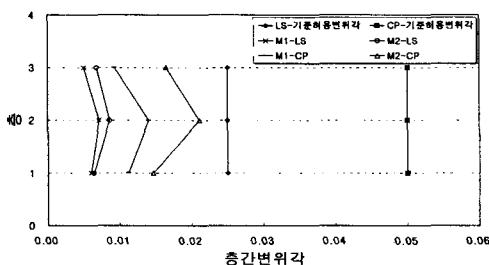
모델	1차모드주기	1차모드질량참여율
M1	1.4416sec	0.8574
M2	1.6937sec	0.835

[표 3] 대상골조의 모델별 주기

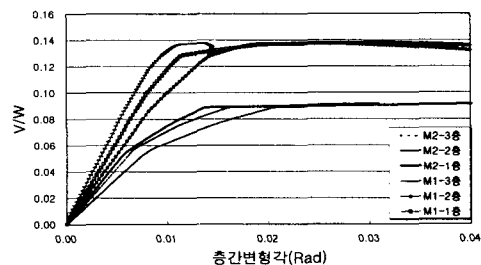
### 6.2 골조의 허용성 검토

#### i) 층간 변위의 허용성 검토

FEMA 273 지침서의 허용기준과 목표변위에서의 층간변위각을 인명안전과 붕괴방지 성능수준에 대하여 [그림 8]에 나타내었다. [그림 8]에서 알 수 있듯이 해석골조는 모든 층에서 FEMA 273 지침서에서 제시한 층간변위각보다 작은 층간변위각을 가진다. [그림 9]에서 보면 M2 모델은 각 층이 항복 이후에도 연성 능력을 가지는 반면에 M1 모델은 3층에서 항복 이후 보유 연성 능력을 가지지 못하는 것을 볼 수 있다.



[그림 8] 목표변위에서의 층간변위각 비교



[그림 9] 정규화된 하중에 따른 층간변형각

ii) 골조의 지붕층 변위 응답

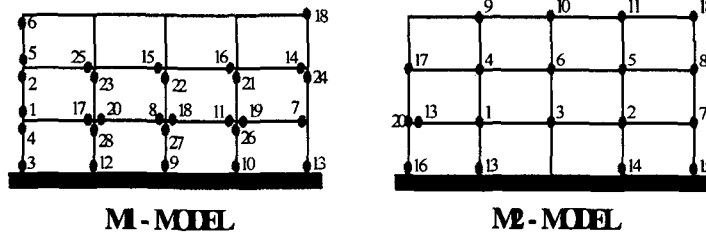
목표 변위까지 골조를 단조 가력했을 때의 골조의 지붕층의 변위 응답을 [그림 10]에 나타내었고 각 모델에 대하여  $P-\Delta$  영향을 고려하였을 때와 하지 않았을 경우를 구별하였다.

M1 모델은 0.011라디안 근방의 지붕층변위각에서 항복을 시작하였으며, M2 모델은 0.008라디안 근방의 지붕층변위각에서 항복을 시작하였다. 또한 접합부의 변형을 고려한 M2 모델은 접합부 패널존이 보의 소성 모멘트 내력을 발휘하지 못하고 조기에 강성 저하가 되기 때문에 M1 모델보다 낮은 보유 강도와 강성을 가지고 있는 것을 알 수 있다. 각 모델의 초기강성은 M1 모델이 M2 모델보다 크며 후탄성 영역에서의 강성 저하는 M1 모델에서 급격하게 떨어진다. 이러한 점에서 M1 모델은  $P-\Delta$  효과에 대하여 민감하여 골조의 항복 이후 M2 모델과 같은 평탄한 에너지 소산능력을 발휘하지 못하는 것을 알 수 있다. 즉 M2 모델에서는 패널존의 항복에 의한 비탄성 변형의 재분배를 한 반면 M1 모델에서는 조기에 약층이 생성되어 골조의 내력이 급격히 저하한 것으로 여겨진다.

또한 성능목표의 지붕층변위각에 대해서는 M1, M2 모델이 모두 만족한다.

iii) 골조의 부재의 소성힌지 발생순서

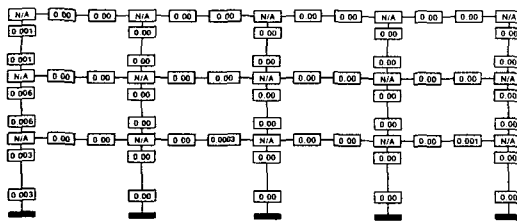
M1 모델은 기둥과 보에 소성힌지가 발생하는 반면 M2 모델은 접합부에서 소성힌지가 발생한다.



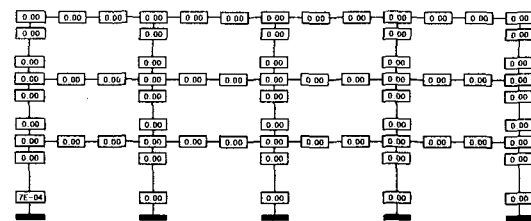
[그림 11] 4% drift에 대한 소성힌지 발생순서

iv) 목표변위에서의 부재의 소성변형각

인명안전의 성능수준에서의 부재의 소성변형각은 모두 0이며, 붕괴방지의 성능수준에서의 부재의 소성변형각은 [그림 12 13]과 같다. 각 모델의 부재의 소성변형각은 FEMA 273 지침서와 비교하여 아주 작은 수준의 소성변형각을 보여준다.



[그림 12] 붕괴방지 성능수준에서의 부재 소성변형각(M1 모델)

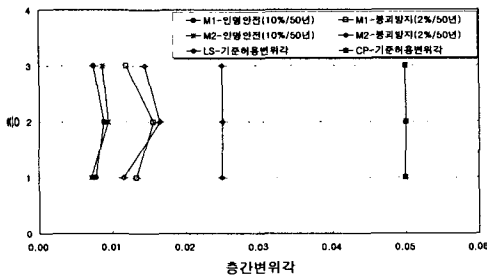


[그림 13] 붕괴방지 성능수준에서의 부재 소성변형각(M2 모델)

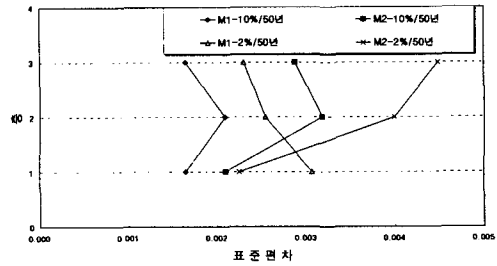
## 7. 비선형 동적해석

### 7.1 골조의 층간변위각과 표준편차

선정한 지진기록을 사용하여 비선형동적해석을 수행한 층간변위각 요구결과를 중간값(Median)과 표준편차 그래프를 사용하여 각각 [그림 14]와 [그림 15]에 나타내었다.



[그림 14] 2%/50년, 10%/50년 지진에 대한 층간변위각 요구(Median)



[그림 15] 2%/50년, 10%/50년 지진에 대한 층간변위각 요구(표준편차)

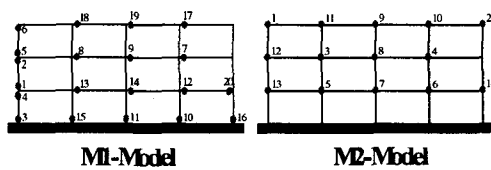
인명안전과 붕괴방지 성능수준의 허용기준을 만족함을 알 수 있다. [그림 14]에서 1층에서 M1 모델이 층변위가 큰 반면, 2, 3층에서는 M2 모델의 변위가 더 크게 나타나는 것을 볼 수 있다. 이에 대한 각 층의 전체 변위각에 대한 비율은 [표 4]와 같다.

	10%/50년 지진에 대해서			2%/50년 지진에 대해서		
	1층	2층	3층	1층	2층	3층
M1	32.31	36.63	31.06	32.62	38.12	29.26
M2	28.37	37.28	34.35	27.20	38.76	34.04

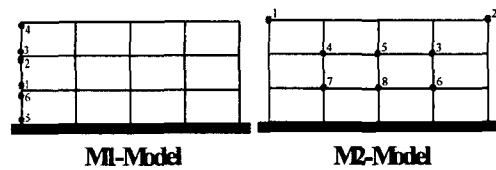
[표 4] 전체 변위에 대한 각 층별 분담율(%)

### 7.2 소성힌지 발생순서

소성힌지의 발생순서는 다음의 그림과 같으며, 정적해석과 비교하여 비슷한 순서를 가진다.



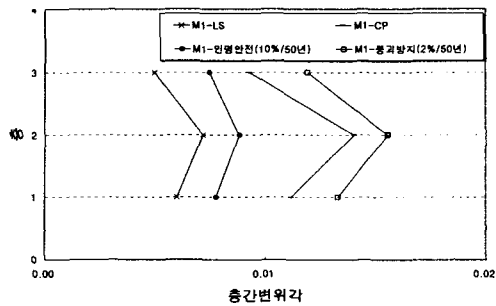
[그림 16] 2%/50년에서의 소성힌지 발생순서



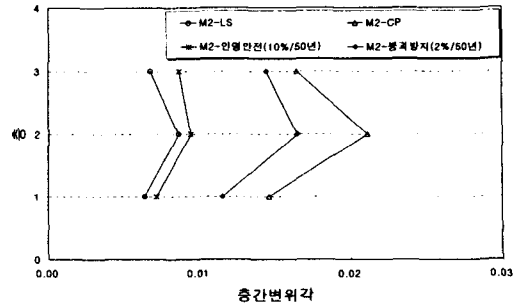
[그림 17] 10%/50년에서의 소성힌지 발생순서

### 7.3 층간변위에서의 비선형 동적-정적해석의 결과 비교

비선형동적해석과 정적해석의 비교에 대하여 [그림 18]와 [그림 19]에 나타내었다. 그림에서 각 층에 대한 소성회전각의 값의 차이는 있지만 골조의 지붕층 변형각에 대한 각 층의 변위 분담 비율은 동적해석과 정적해석이 비슷함을 볼 수 있다. 비선형정적해석의 결과는 골조의 동적인 거동을 예측할 수 있음을 보여준다.



[그림 18] 비선형동적해석과 정적해석의 비교(M1)



[그림 19] 비선형동적해석과 정적해석의 비교(M2)

## 8. 연구결과

접합부 패널존을 명확히 모델링 하는 것이 철골 골조의 성능평가에 있어서 중요함을 나타내었다.

i) 접합부 모델 골조의 주기에 비하여 중심선치수 모델 골조의 주기는 14.9% 과소 평가한다. 이러한 비율의 차이는 골조의 강성에 따라 차이가 있겠으나 대부분의 연구결과에서 중심선 치수 모델이 보의 주기를 평가하는 것을 볼 수 있다. 즉 접합부의 변형을 고려하지 않을 경우(M2 모델)에는 골조의 횡강성을 과대평가함으로써 골조의 보유성능을 과대평가 할 수 있다.

ii) 비선형정적해석으로부터 접합부 모델을 사용한 골조와 중심선치수모델을 사용한 골조의 응답의 차이를 확인할 수 있다. 두 모델은 탄성 1차모드 주기에서도 알 수 있듯이 초기 강성에서 차이가 나며, 접합부모델을 사용한 골조는 접합부 패널존이 보의 소성 모멘트내력을 발휘하지 못하고 조기에 강성 저하가 되기 때문에 중심선 모델을 사용한 골조보다 낮은 보유강도와 강성을 지님을 알 수 있었다. 또한 접합부 모델을 사용한 골조는 접합부를 이루고 있는 요소들의 상대강성에 매우 민감함을 볼 수 있었으며, 중심선치수모델을 사용한 골조는  $P-\Delta$  효과에 대하여 민감하여 골조의 최대내력에 도달한 이후 급격히 음의 강성을 보이며 접합부모델을 사용한 골조와 같은 평탄한 에너지 소산능력을 발휘하지 못함을 알 수 있었다.

iii) 비선형정적해석 결과 건물의 중간층인 2층에서 층간변위각의 요구가 전체 변위각에 대해서 중심선 치수 모델에서는 36.63%~38.12%, 접합부 모델은 37.28%~38.76% 만큼 분담한다. 해당 층에 대한 부재소성회전각 요구(Demand)를 검토한 결과 접합부 모델 골조는 접합부 패널존에서 가장 먼저 소성힌지가 발생한다. 이 결과로부터 접합부 패널존의 강도가 연결되는 보, 기둥 부재의 강도보다 작은 골조에서, 중심선치수모델 골조는 보와 기둥에서, 접합부 모델골조는 접합부 패널존에서 소성힌지가 발생하여 각 해석 모델이 상이한 소성힌지 발생위치를 나타낸다. 또한, 접합부 모델은 몇몇의 접합부에서 성능기준을 초과하였다. 그러므로 이러한 골조의 비탄성 거동을 평가하려면 접합부 패널존의 강도와 변형을 비선형 해석시 명확히 고려해야 한다.

iv) 비선형동적해석과 Push-over 해석의 결과를 비교해 보면 비선형 정적해석은 골조의 동적인 응답을 추론하는 데 유용하다.

## 참고문헌

1. AISC(1993). Manual of steel Construction(LRFD). American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois.
2. AISC(1994). Seismic Provisions for Structural Steel Buildings. American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois.
3. BSSC. NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures, 1994 Edition.
4. Krawinkler, H.(1978). "Shear Design of Steel Frame Joints," Engineering Journal, AISC, Vol. 15, No. 3.
5. SAC 95-04(1995). Analytical and Field Investigations of Buildings Affected by the Northridge Earthquake of January. Technical Report. Part 1 & Part 2.
6. Krawinkler, H., and A. Gupta.(1998). "Story Drift Demands for Steel Moment Frame Structure in Different Seismic Regions", 6th US National Conference on Earthquake Engineering.
7. Prakash, V., Powell, G. H., and Filippou, F. C., (1993). "DRAIN-2DX," Report No. UCB/SEMM-92/29, University of California at Berkeley
8. Shan Shi, (1997). Evaluation of connection fracture and hysteresis type on the seismic response of steel buildings. Ph.D thesis
9. Tsai. Popov.(1988) "Steel Beam-Column Joints in Seismic Moment Resisting Frames." EERC Report No. UCB/EERC 88/19, Univ of Calif.