접합부 회전성능에 따른 중간 철골 모멘트 골조의 내진 성능 평가 - II 원인 평가 및 대안

Seismic Performance Evaluation According to Rotation Capacity of Connections for Intermediate Steel Moment Frames - II. Cause Evaluation and Alternative

문기훈¹⁾ · 한상환^{1)*} · 하성진¹⁾

Moon, Ki Hoon¹⁾ · Han, Sang Whan^{1)*} · Ha, Seung Jin¹⁾

¹⁾한양대학교 건축공학과

¹⁾Department of Architectural Engineering, Hanyang University

/ A B S T R A C T /

This paper is the sequel of a companion paper (I. Performance Evaluation) evaluating the relation between the seismic performance of steel intermediate moment frames (IMFs) and the rotation capacity of connections. The evaluation revealed that the seismic performance of IMFs having the required minimum rotation capacity suggested in the current standards did not meet the seismic performance criteria presented in FEMA 695. Therefore, the present study evaluates the causes of the vulnerable seismic performance for steel IMFs and proposes alternatives to satisfy the seismic performance suggested in FEMA 695. To that goal, the results of nonlinear analysis, which are the pushover analysis and the incremental dynamic analysis, are examined and evaluated. As a result, high-rise IMF systems are seen to have the lower collapse margin ratio after connection fracture than low-rise IMF systems and, the actual response is found to be compared to the design drift ratio acting on design load design. Finally, the minimum design load values are proposed to meet the seismic performance suggested in FEMA 695 for IMF systems having vulnerable seismic performance.

Key words: Intermediate moment frame, Rotation capacity, Seismic performance, FEMA 695, Seismic design parameters

1. 서 론

국내 KBC 2009[1]에서는 총 55개의 내진저항시스템을 제안하고 있다. 이 중 철골모멘트 골조인 경우 ASCE/SEI 7 [2]와 동일하게 철골 특수모멘트 골조 시스템, 철골 중간모멘트 골조 시스템, 철골 보통모멘트 골조 시스템으로 3개 시스템으로 분류하고 있다. 그리고 철골 모멘트골조 시스템 분류는 내진 성능을 결정하는 접합부의 회전성능에 따라 결정된다.

국내 KBC 2009 [1]와 ANSI/AISC 341 [3]에서는 특수모멘트 골조인 경우 보-기둥 접합부가 최소 0.04 rad의 층간변위각을 발휘할 수 있어야 하고, 이때 휨강도가 M_p (소성모멘트)의 80% 이상 유지되어야 한다고 정의하고 있다. 그리고 중간모멘트 골조인 경우 접합부가 최소 0.02 rad의 층간

변위각을 발휘할 수 있어야 한다고 정의하고 있으며, 보통모멘트 골조인 경우 특별한 요구 회전각을 요구하고 있지 않다.

철골모멘트골조 시스템 중 특수모멘트 골조인 경우 많은 연구자에 의해 시스템의 내진 성능 평가가 수행되어 왔다[4-7]. 하지만 상대적으로 중간모멘트 골조인 경우 기준에서 접합부의 최소 비선형 접합부 성능을 요구하고 있음에도 불구하고, 이 접합부 회전 성능이 구조물의 충분한 내진 성능을 보장할 수 있는 지에 대한 신뢰성 있는 성능 평가에 대한 연구는 현재 미흡한 실정이다.

따라서 본 동반 연구(I, 성능 평가)에서는 현행 기준에서 제시하고 있는 접합부 회전성능을 보유한 중간 철골 모멘트 골조 시스템이 충분한 내진 성능을 갖고 있는지 FEMA 695[8]에서 제시하고 있는 방법을 사용하여 평가하였다. 이를 위해서 건물 층수(3층, 9층, 20층), 경간 길이(6m, 9m), 내진 설계 범주(C_{min} , C_{max}), 설계 하중 기준(ASCE7-05[9], ASCE7-10[2])을 주요 설계 변수로 선정하고 현행 기준[2, 3, 10]에 만족하는 총 16개의 중간

*Corresponding author: Han, Sang Whan

E-mail: swan82@hotmail.com

(Received 19 November 2013; Accepted 3 February 2014)

철골 모멘트-골조 시스템을 설계하였다. 그리고 각 대상 구조물이 다양한 목표회전성능 (0.01, 0.02, 0.03 radian, 연성접합부)에서 어느정도 내진성능을 보유하고 있는지 평가하였다.

그 결과 현행 기준[2]에서 제시하고 있는 중간 철골 모멘트 골조 시스템의 최소요구회전각인 0.02 radian을 만족하고 있는 대상 구조물 중에서 FEMA 695[8]에서 제시하고 있는 내진 성능을 만족하지 못하는 구조물이 발생하였다. 내진 성능을 만족하지 못한 대상 구조물은 9층 구조물, 20층 구조물이었으며, 대부분 20층 구조물에서 취약한 내진 성능을 보였다. ASCE7-05 기준으로 설계한 20층 구조물인 경우 0.03 radian 접합부 회전 성능을 보유한 구조물도 내진 성능을 만족하지 못하였으며, ASCE7-10 기준으로 설계한 20층 구조물인 경우 0.02 radian 접합부 회전 성능을 보유한 구조물까지 내진성능을 만족하지 못하였다.

따라서 본 연구에서는 최소요구회전각을 만족하는 중간 철골 모멘트 골조 시스템이 내진 성능을 만족하지 못하는 원인과 개선방안에 대해서 연구하였다. 이를 위하여 대상 구조물의 푸쉬오버 해석결과와 IDA (Incremental Dynamic Analysis)[11, 12] 결과를 분석하여 20층 구조물의 내진 성능이 취약한 원인에 대해서 살펴보았다. 그리고 이를 내진 성능을 확보하기 위한 설계 개선 방안을 제시하였다.

2. 대상 골조(archetype frame) 및 성능평가 결과

본 동반 연구(I, 성능 평가)에서는 현행 기준에서 제시하고 있는 중간 모멘트 골조 시스템의 내진 성능을 포괄적으로 평가하기 위해서는 중간 모멘트 골조 시스템의 내진 성능을 결정짓는 주요 설계 변수들을 선정하였다. 주요 설계 변수는 (1) 건물 층수(3층, 9층, 20층), (2) 경간 길이(6m 9m), (3) 내진설계범주(C_{min} , C_{max}), (4) 설계 지진 하중 기준(ASCE7-05[9], ASCE7-10[2])로써 7개의 성능그룹으로 분류된 총 16($3 \times 2 \times 2 + 2 \times 2$)개의 구조물(동반연구I, Table 1)에 대해서 현행 설계 기준과 설계하중을 만족하도록 설계하였다.

대상구조물은 표준 사무실 구조물로 가정하였다. 고정하중 및 활하중은 각각 4.12kPa 과 0.96 kPa 값을 사용하였다. 풍하중은 지표면조도를 도시 지역 사무실 건물로 가정하여 B 값을 사용하였으며, 기본 풍속을 51 m/sec 값으로 가정하였다. 설계 지진 하중의 크기는 Fig. 1과 같으며, ASCE7-05 기준과 ASCE7-10 기준으로 나누어 설계하였다.

성능그룹은 앞서 선정한 설계변수 중 내진설계 범주(=2), 경간 길이(=2)에 따라 총 4개(=2×2)의 성능 그룹으로 분류되었다. 또한 하나의 성능 그룹 (1)은 ASCE7-10[2] 설계기준으로 설계한 20층 구조물들로서 ASCE7-05[9] 설계기준으로 설계한 20층 구조물 성능과 비교하였다.

본 동반 연구(I, 성능 평가)에서는 4개의 목표 접합부 성능(0.01, 0.02, 0.03 radian, 연성 접합부)를 선정하고 현행 기준으로 설계 되어진 총 16개의 구조물을 각 접합부 회전 성능 별로 총 64번(=16×4)의 내진성능 평가가 수행되었다. 목표 접합부 성능에 따라 성능그룹의 분류는 성능그룹 ID 마지막에 x%로 표기 하여 분류하였다. 예를 들어 6.1m 경간, C_{min} 지역, ASCE7-05[9] 설계기준이 적용된 구조물이 1% 목표 접합부 성능을 가질 경우 대상 구조물의 성능 그룹은 'Min6-05-1%'로 성능 그룹 ID가 표기된다.

Fig. 1. Seismic response coefficient of archetype frames for (a) SDC C_{min} , and (b) SDC C_{max}

Table 1. Failure building among of IMF systems having 2% rotation capacity

Performance Group	Arch.ID	Computed overstrength and collapse margin parameters							Acceptance check		
		SMT	Omega	uT	SCT	CMR	SSF	ACMR	Btot	Accept. ACMR	Pass /Fail
MAX6-05-2%	20CMAX6-05	0.082	8.401	1.661	0.082	0.99	1.12	1.12	0.66	1.75	Fail
MIN9-05-2%	20CMIN9-05	0.050	10.381	1.435	0.059	1.17	1.10	1.29	0.65	1.73	Fail
MAX9-05-2%	9CMAX9-05	0.153	6.322	1.983	0.225	1.47	1.15	1.69	0.68	1.77	Fail
	20CMAX9-05	0.082	7.727	2.071	0.074	0.90	1.15	1.04	0.68	1.77	Fail
20F-10-2%	20CMAX6-10	0.082	5.319	2.143	0.113	1.38	1.16	1.60	0.68	1.78	Fail
	20CMIN9-10	0.050	7.363	1.456	0.067	1.32	1.11	1.46	0.65	1.73	Fail
	20CMAX9-10	0.082	4.761	1.812	0.121	1.48	1.14	1.68	0.67	1.75	Fail
	average		5.446	2.141		1.73		2.01	0.68	2.40	Fail

대상 중간 철골 모멘트 골조 시스템의 내진 성능 평가는 FEMA 695 [8]에서 제시하는 평가 방법에 따라 수행되었다. FEMA 695 [8]에서는 최대 고려지진 하중 발생 시 개별 구조물의 붕괴확률이 20%를 넘지 않고, 성능 그룹의 붕괴확률은 10%를 넘지 않도록 제안하고 있다. 하지만 중간모멘트 골조의 최소요구회전각인 2% 총회전각 성능을 갖고 있는 구조물의 내진 성능이 Table 1에서 보는 바와 같이 총 7개의 구조물과 1개의 성능 그룹에서 FEMA 695 [8]에서 제시하고 있는 성능 수준을 만족하지 못하였다.

중간 철골 모멘트 골조 시스템의 내진성능과 설계 변수와 관계를 살펴 보기 위하여 Fig. 2와 Fig. 3과 같이 정리하였다. Fig. 2는 ASCE7-05[9]와 ASCE7-10[2]의 설계지진하중 크기가 동일한 3, 9층 구조물 및 ASCE7-05[9] 기준으로 설계한 20층 구조물의 결과이며, Fig. 3은 ASCE7-10[2] 기준으로 설계한 20층 구조물의 결과이다. Fig. 2, 3에서 y 축은 최대고려지진 하중 발생 시 구조물의 붕괴 확률, $P(\text{Collapse}|S_{MT})$ 이며, 이 값이 20%를 넘을 경우 성능수준을 만족하지 못하게 된다.

Fig. 2. Probability of collapse for MCE earthquake with number of building floor for each building designed by ASCE7-05[9] seismic load

Fig. 3. Probability of collapse for MCE earthquake with bay length for 20-story building designed by ASCE7-10[2] seismic load

Fig. 2에서 보는 바와 같이 중간모멘트 골조의 내진 성능은 접합부 회전 각 성능의 영향이 가장 컸으며, 그 다음으로 건물 층수의 영향을 가장 크게 받고 있다. 접합부 회전각 성능은 회전 성능이 좋을수록 당연히 붕괴확률도 낮았다. 건물층수인 경우 고층 구조물(20층)일수록 붕괴확률도 증가하였다. 경간 길이 설계변수인 경우는 긴 경간 구조물(9m)일수록, 내진설계범 주 설계변수인 경우는 높은 설계 지역(CMAX)일수록 붕괴확률이 높아졌다. Fig. 2에서 알 수 있듯이 붕괴확률이 20%를 넘는 구조물은 대부분 20층 구조물이며, 그 중 CMIN 지역 6m 경간길이의 구조물을 제외하고 접합부 회전 성능이 3%를 갖고 있음에도 불구하고 20층 구조물의 내진 성능이 FEMA695[8] 성능 수준을 모두 만족하지 못하고 있다. 또한 9층 구조물에서도 CMAX 지역의 접합부 회전 성능이 2%인 9층 구조물도 성능 수준을 만족하지 못하고 있다.

다음으로 20층 구조물 중 ASCE7-10[2] 설계 지진하중으로 설계한 구조물의 내진 성능은 Fig. 3처럼 경간길이에 대해 붕괴확률을 살펴보았다. 그 결과 ASCE7-05[9] 기준의 20층 구조물보다 붕괴확률이 확실히 감소하였지만 여전히 최소요구접합부 성능인 2%를 보유하고 있는 20층 구조물의 내진 성능이 20% 붕괴확률을 넘어서고 있는 것을 알 수 있다. ASCE7-10[2] 기준의 20층 구조물의 내진 성능은 CMIN 지역에서는 경간 길이가 긴 구조물일수록 붕괴확률이 증가하였지만, CMAX 지역에서는 경간 길이의 영향이 거의 없었다. 즉 6m 경간 길이를 갖는 구조물인 경우 높은 내진설계범주일수록 붕괴확률이 증가하였지만, 9m 경간 길이 구조물인 경우 CMIN 지역과 CMAX 지역의 붕괴확률이 비슷한 값을 보였다.

본 연구에서는 이와 같은 본 동반 연구(I, 성능 평가)의 연구결과처럼 현행 기준으로 설계한 중간모멘트 골조의 내진 성능이 취약한 원인에 대해서 분석하고 이를 개선하기 위한 방안을 살펴보았다.

3. IMF 시스템의 내진 취약 원인 분석

본 연구에서는 이와 같이 현행기준을 만족하는 IMF 시스템의 내진 성능

이 취약한 원인을 분석하기 위하여 푸쉬오버 해석결과와 IDA 결과를 검토하였다.

3.1 푸쉬오버해석

대상 구조물에 대해서 FEMA 695[8]에 따라 비선형 정적 해석을 수행하였다. 구조물에 가력한 각 층별 횡하중 크기, F_x 는 다음 식(1)과 같이 대상 구조물의 고유 모드 형상을 고려하여 계산하였다.

$$F_x \propto m_x \phi_{1,x} \quad (1)$$

여기서, m_x 는 x층에서 질량, $\phi_{1,x}$ 는 x층에서 고유 모드 형상 값이다.

Fig. 4는 대상 구조물의 푸쉬오버 해석 결과로 x축은 각 층간변위 중 최대층간변위(θ_{max}) 값이며, y축은 밀면전단력을 중량으로 정규화한 (V/W)곡선이다. 대상 구조물이 ASCE7[2]에서 제시하고 있는 허용층간변위비를 만족하는지 평가하였다. 허용층간변위비(Δ_a)는 Risk Category III을 기준으로 0.015radian으로 산정하였다. 허용층간변위비(Δ_a)는 구조물이 비탄성변위비(C_d)와 중요도 계수(I_e)를 고려한 층간변위비와 비교된다. 본 연구에서는 이를 바탕으로 탄성층간변위비 한계값($\Delta_{e,limit}$)을 계산하여 설계밀면전단력에서 탄성층간변위가 한계값을 넘는지 비교하였다.

탄성층간변위 한계값은 다음 식 (2)처럼 구하였다.

$$\Delta_{e,limit} = \frac{\Delta_a I_e}{C_d} = \frac{0.015 \times 1}{4} = 0.00375 \text{radian} \quad (2)$$

푸쉬오버 곡선 결과에서 모든 대상 구조물이 설계 밀면전단력에서 층간변위비(사각)가 탄성층간변위 한계값(원형)보다 작아 대상 구조물들이 ASCE7[2]에서 제시하고 있는 허용층간변위비를 만족하는 것을 알 수 있다(Fig. 4).

해석 모델링에서 보 단부 접합부의 회전각이 각 접합부 회전 성능에 도달하면 접합부 파단이 발생하여 모멘트 강도가 급격히 저감 되도록 모델링되어 있다. 푸쉬오버 해석 결과에서 대상 구조물의 접합부 파단이 발생하는 최대층간변위비가 각 대상 구조물에 지정된 목표회전각, θ_{target} 보다 약 0.005 radian 더 큰 층간변위에서 발생하고 있다. 이는 최대층간변위비, θ_{max} 값은 보의 회전각 뿐만 아니라 기둥과 패널존의 변형까지 포함된 값이기 때문에 보의 RBS에서 목표회전각에 도달할 때 기둥과 패널존에서 발생한 탄성 변형에 의해 총회전각이 증가되었기 때문이다. 파단이 발생하는 최대층간변위비 값이 목표 회전각보다 증가하여 대상구조물의 내진 성능을 보수적으로 평가하고 있다.

푸쉬오버 곡선에서 저층 대상 구조물인 경우 접합부 파단 후 강도가 저

Fig. 4. Pushover curves for archetype buildings

감되지만 일정 내력을 유지하다가 붕괴되는데 반하여, 고층 대상 구조물인 경우 접합부 파단 후 일정내력을 유지 없이 강도 저감에 의해 급격히 붕괴되고 있다(Fig. 4).

비선형 정적해석을 수행 결과로부터 대상 구조물의 초과강도계수, Ω , 주기 기반 연성비, μ_T 를 다음 식(3)~(5)를 이용하여 구함.

$$\Omega = \frac{V_{\max}}{V_d} \quad (3)$$

$$\mu_T = \frac{\delta_u}{\delta_{y,eff}} \quad (4)$$

$$\delta_{y,eff} = C_0 \frac{V_{\max}}{W} \left[\frac{g}{4\pi^2} \right] (\max(T_n, T_1))^2 \quad (5)$$

여기서, $V_{\max}$ 는 최대 밀면전단력, V_d 는 설계 밀면전단력, δ_u 는 최대 밀면전단내력이 20% 감소할 때의 지붕층 변위, $\delta_{y,eff}$ 는 유효 항복 지붕층 변위, C_0 는 구조물 고유주기에서 단자유도 변위와 다자유도 구조물 지붕층 변위비 간의 계수, g 는 중력가속도, T_n 는 ASCE7-10[2]에서 정의한 고유주기($C_u T_a$), T_1 는 해석모델의 고유치해석을 통해 구한 1차모드 주기이다.

Fig. 5와 6은 대상구조물의 각 설계 변수에 따른 초과강도계수(Ω)와 주기 기반 연성비(μ_T) 결과이다. Fig. 5에서 보는 바와 같이 초과강도계수, Ω 는 건물층수가 높고, SDC가 낮은 Cmin 지역 구조물에서 높은 값으로 보였다. 경간 길이와는 큰 연관관계 없으며, 회전성능이 0.02 radian 이상부터는 최대내력에 도달하여 초과강도에 변화가 없는 것을 알 수 있다. ASCE7[2] 기준에서는 IMF 시스템의 초과강도 계수를 3으로 선정하고 있다. 대상 구조물의 모든 초과강도계수 값이 설계 기준의 초과강도 계수보다 높아 내력 면에서도 큰 문제가 없는 것을 알 수 있으며, 고층 대상 구조물일수록 내력 면에서 여유가 더 많은 것을 알 수 있다(Fig. 5 (a)).

주기 기반 연성비, μ_T 는 Fig. 6과 같이 건물층수가 낮을수록, 접합부의 목표회전각이 높을수록 연성비 역시 증가하였다. 경간 길이와 SDC와는 큰 연관관계를 보이지 않고 있다. 3층, 9층, 20층 구조물의 주기 기반 연성비 평

Fig. 6. Period-based ductility for (a) number of stories, (b) bay length, (c) seismic design category, and (d) fracture rotation

균값이 각각 2.91, 2.21, 1.98을 보였으며, 각 접합부 목표회전각에 따라서 각각 1.41, 1.92, 2.42, 3.75을 보였다. 이는 고층 구조물일수록 초기 탄성 강성이 낮기 때문에 유효 항복 지붕층 변위비($\delta_{y,eff}$)가 감소하여 주기 기반 연성비가 감소한다. 그리고 δ_u 값이 대부분 접합부 파단이 발생하는 시점 근처에서 관측되기 때문에 목표회전각이 증가할수록 주기 기반 연성비도 증가한다.

ASCE7-10[2]의 최소 설계하중으로 설계한 20층 구조물인 경우 ASCE7-05[9]의 최소 설계하중으로 설계한 20층 구조물 보다 초과강도 계수 평균값은 감소하였으며(8.31→5.39)[Fig 5 (a)], 주기 기반 연성비 평균값은 증가(1.98→2.50)[Fig 6 (a)]하였다. ASCE7-10의 최소 설계하중으로 설계한 20층 구조물은 최소 설계하중이 증가하여 더 큰 부재 단면으로 설계되었다. 이에 따라 구조물 탄성강성이 증가함으로써 유효 항복 지붕층 변위비($\delta_{y,eff}$)가 감소하였다. 이에 따라 주기 기반 연성비 값 중 δ_u 는 큰 변화가 없었지만 $\delta_{y,eff}$ 값의 감소로 결과적으로 주기 기반 연성비 증가하였다. 반면 부재 단면이 증가하였지만 최대 밀면전단력 ($V_{\max}$) 값에는 큰 변화가 없었다. 이에 따라 초과강도 계수 값 중 설계 밀면 전단력 (V_d)만 증가하여 결과적으로 초과강도 계수가 감소하였다.

3.2 증분동적해석 (IDA)

다음으로 대상 구조물에 대해서 증분동적해석(Increase Dynamic Analysis, IDA)[11, 12]결과를 살펴보았다. IDA는 구조물이 탄성 거동에서부터 붕괴에 이르기 까지 지반 가속도를 증가시켜가며 비선형 시간이력 해석을 수행하는 방법으로 구조물의 이력거동 및 붕괴성능을 찾는 데 사용된다. IDA를 수행하기 위하여 본 연구에서는 FEMA 695[8]에서 제시하고 있는 44개의 지반 가속도를 사용하였다. 대상 구조물의 감쇠비는 1차 모드와 3차 모드 주기에서 2% 레일리 감쇠비를 갖는 것으로 가정하였다[13].

Fig. 7은 대상구조물의 44개 지반 가속도를 통해 구한 IDA 곡선 중 중간 값에 해당하는 IDA 곡선 결과(50% IDA)이다. x 축은 해석 결과 최대층간 변위비 값($\theta_{\max}$)이며, y 축은 5% 감쇠비와 고유주기($T_n = C_u T_a$)에서 측정된 지반 가속도의 수도 응답가속도 크기($PSA(T_n, 5\%)$)이다. 구조

Fig. 5. Overstrength ratio for (a) number of stories, (b) bay length, (c) seismic design category, and (d) fracture rotation

물의 붕괴는 IDA 곡선 상에서 동적 불안정 상태(dynamic instability)로 인해 층간변형이 무한대로 증가하는 경우로 본 연구에서는 최대층간변위 비가 0.3 radian이 넘으면 붕괴된 것으로 가정하였다. Fig. 7에서 원형 도형은 50% IDA 곡선의 붕괴 시점으로 FEMA 695[8]에서 정의하는 붕괴 성능 중간값(the median collapse capacity), $\hat{S}_{CT}$ 이며 S_{MT} 은 대상 지역에서 최대고려지진(MCE)의 지반가속도 크기이다.

Fig. 7에서 각 대상 구조물의 IDA 곡선은 접합부 목표회전 성능에 도달하여 접합부 파단이 발생할 경우 IDA 곡선 상에서도 기울기가 급격히 감소하는 것을 알 수 있다. 하지만 접합부 파단이 발생한 시점에서 구조물이 바로 붕괴에 이르는 것은 아니고 조금 더 높은 지진력까지 저항하다가 붕괴에 이르고 있다.

본 연구에서는 구조물에 접합부 파단이 발생한 후 붕괴에 이르기까지 남아있는 지진력의 크기와 최대고려지진 하중 크기와 비교하여 파단 후 붕괴 여유비를 평가하였다. 이를 위하여 구조물의 붕괴성능 중간값, $\hat{S}_{CT}$ 을 접합부에서 파단이 발생할 때의 지진력, $\hat{S}_{FT}$ 로 뺀 값($\Delta S_T = \hat{S}_{CT} - \hat{S}_{FT}$)을 최대고려지진 하중, S_{MT} 로 나누어서 파단 후 붕괴 여유비, $(\hat{S}_{CT} - \hat{S}_{FT})/S_{MT}$ 를 구하였다. 접합부에서 파단이 발생할 때의 지진력,

$\hat{S}_{FT}$ 는 Fig. 7에서 연성접합부를 갖는 구조물의 IDA와 비교하여 IDA 곡선이 분기되는 시점의 응답가속도값으로 산정하였다. Fig. 8은 각 설계 변수와 접합부 파단 후 붕괴 여유비 간의 상관관계를 나타내고 있다. Fig. 8에서 보는 바와 같이 설계 변수 중 건물 층수가 파단 후 여유비와 가장 큰 상관관계를 보이며, 경간 길이와 내진설계범주, 접합부 목표회전성능은 상관관계가 크지 않은 것을 알 수 있다.

건물 층수에 대해서는 저층 구조물에서 고층 구조물로 갈수록 파단 후 붕괴 여유비가 감소하는 것을 알 수 있다. 3층 구조물인 경우 접합부 파단 후 붕괴에 이르기까지 증가한 지진저항 내력의 평균값이 최대고려지진 크기에 2.81 배를 갖는데 반해, 9, 20층 구조물인 경우 증가한 지진저항 내력의 평균값은 최대고려지진 크기에 1.08, 0.69 배 밖에 증가하지 않았다. 이와 같이 고층 구조물의 파단 후 붕괴 여유비가 낮은 이유는 고층 구조물일수록 중량이 증가하여 P-delta 효과가 커지고, 푸쉬오버 해석결과에서 보듯이 접합부 파단 후 내력이 거의 남아 있지 않기 때문이다(Fig. 4) 접합부 파단이 곧 구조물 붕괴를 야기하기 때문인 것으로 판단된다.

또한 접합부 파단 후 붕괴여유비는 접합부 목표회전 성능과 큰 상관관계가 없는 것을 알 수 있다(Fig. 8 (d)). 이는 구조물의 파단 후 붕괴여유비

Fig. 7. Median IDA (50% IDA) curves for archetype buildings

값이 접합부가 파단이 빨리 발생하거나 늦게 발생하거나 관계없이 독립적인 값을 갖는 것을 의미한다.

ASCE7-10[2] 최소 하중으로 설계한 20층 구조물인 경우 파단 후 붕괴 여유비 평균값은 0.98으로 ASCE7-05[9] 최소 하중으로 설계한 20층 구조물의 평균값(0.69)보다 43% 증가하였다(Fig. 8 (a)). 이처럼 최소 하중으로 20층 구조물의 부재 단면 크기가 증가할 경우 최대 내력에는 큰 변화가 없었지만(Fig. 4) 파단 후 붕괴여유비는 증가하였다.

다음으로 대상 구조물이 접합부 파단이 발생할 때의 지진력($\hat{S}_{FT}$)의 크기를 최대고려지진 하중(S_{MT}) 크기와 비교하였다. 이를 위하여 Fig. 9와 같이 각 접합부 목표회전성능에 따라 $\hat{S}_{FT}/S_{MT}$ 값을 평가하였다. $\hat{S}_{FT}/S_{MT}$ 값은 각 구조물 층수 별로 구분하여 표시하였다.

그 결과 그림 9에서 보는 바와 같이 접합부 목표회전성능이 클수록 $\hat{S}_{FT}/S_{MT}$ 값도 증가하게 된다. 이는 Fig. 7의 IDA 곡선에서 보는 바와 같이 접합부 파단이 발생하기 전까지 선형적으로 증가하고 있어 접합부 회전성능이 증가할수록 $\hat{S}_{FT}/S_{MT}$ 값도 선형적으로 증가한다.

또한 고층 구조물로 갈수록 $\hat{S}_{FT}/S_{MT}$ 값이 감소하는 것을 알 수 있다

Fig. 8. Collapse margin ratios after fracture for (a) number of stories, (b) bay length, (c) seismic design category, and (d) fracture rotation

Fig. 9. Collapse margin ratios after fracture for (a) number of stories, (b) bay length, (c) seismic design category, and (d) fracture rotation

(Fig. 9). 접합부 목표회전성능이 0.02 radian에서 3층에서 20층까지 비율이 각각 1.55, 0.90, 0.55로 감소하였다. 즉 3층 구조물인 경우 0.02 radian에 도달할 경우 이미 최대고려하중 지진력, S_{MT} 에 1.5배까지 지진력이 상승한 상태이지만, 9, 20층 구조물인 경우 최대고려지진 하중, S_{MT} 보다 작은 값에서 이미 접합부에 파단이 발생하고 있다. 특히 20층 구조물인 경우 최대고려지진 하중의 55%까지 밖에 도달하지 못하고 있다. 현행 설계 기준 [2, 9]에서는 최대고려지진 하중(MCE)의 2/3크기인 설계지진하중이 작용할 때 구조물의 비탄성 층간 변위가 허용 층간 변위를 만족하도록 설계하고 있다. 본 연구에 사용한 대상 구조물은 앞서 정적 해석 결과에서 허용층간변위를 만족하는 것을 확인하였다(Fig. 4). 이처럼 대상 구조물들이 설계지진 하중 작용 시 비탄성 층간 변위가 허용층간 변위인 0.015 radian을 넘어서는 안되지만, 현재 20층 구조물인 경우 실제 지반 가속도를 가지고 비선형 해석을 수행한 결과(Fig 9) 최대고려지진 하중에 1/2크기에서 이미 층간 변위가 허용 층간 변위를 넘는 0.02 radian에 도달한 상태임을 의미한다.

Fig. 7의 각 대상 구조물의 IDA 곡선을 살펴보면 3, 9층 구조물인 경우 내진응답계수(the seismic response coefficient) C_s 에서의 층간변위비가 탄성층간변위비 한계값($\Delta_{e,limit}$)을 만족한 반면 20층 구조물인 경우 C_s 에서 층간변위비가 탄성층간변위비 한계값($\Delta_{e,limit}$)을 초과하고 있다. 이는 설계단계에서 계산한 구조물의 탄성 응답값이 실제 탄성 응답값을 반영하지 못하고 과소평가하고 있기 때문이다.

앞서 성능 평가 결과 RBS-B 접합부를 갖는 대상 중간 모멘트 구조물의 내진 성능은 고층 구조물로 갈수록 내진성능이 취약하였으며, 특히 20층 구조물인 경우 대부분 FEMA 695[8]에서 제시하고 있는 내진성능을 만족하지 못하였다. 이와 같이 고층구조물에서 내진 성능이 취약한 원인은 첫째, 고층 구조물의 높은 중량에 의해 P-delta 효과가 증가하게 되고 이로 인하여 접합부 파단이 발생 시 내력이 거의 남지 않아 중력하중을 저항하지 못하고 급격히 붕괴되기 때문이다. 둘째는 설계 시 예상하였던 층간변형 보다 실제 지진하중에 의한 층간변형이 더 증가하여 최대고려지진하중, S_{MT} 에 크게 못미치는 지진력에서 이미 중간모멘트골조(IMF) 시스템의 요구회전성능 값인 0.02 radian에 도달해 접합부 파단이 발생하기 때문이다.

따라서 고층 IMF 구조물의 내진성능을 FEMA 695[8]에서 제시하고 있는 요구수준까지 향상시키기 위해서는 이와 같은 취약점을 보완하여 현행 내진 설계 기준에 반영되어야 한다. 이를 위해서는 접합부 파단 후 붕괴 여유비를 높이거나 IDA 곡선 상 초기 기울기를 높여야 한다. 이중 접합부 파단 이후 붕괴에 이르기까지 지진력 여유비를 높이는 것은 설계 시 구조물의 중량을 조절하기가 힘들고 접합부 파단 후의 성능에 대한 불확실성과 위험도가 매우 높기 때문에 사실 상 어려운 일이다. 따라서 고층 IMF 구조물의 내진성능을 향상시키기 위해서는 설계 단계에서 고층 구조물의 층간변형이 설계 값보다 증가한 원인을 평가하고 IMF 시스템 요구 접합부 회전각에 도달할 때 충분한 지진력을 갖도록 구조물 IDA 곡선의 탄성 기울기를 증가시키거나 IMF 시스템의 요구 접합부 회전각을 증가시켜야 한다.

4. 고층 IMF 시스템의 문제점

본 연구에서는 실제 지반 가속도를 사용하여 시간이력해석을 수행할 경

Fig. 10. Story drift ratio calculated by among analysis methods during seismic load of the seismic response coefficient

우 내진응답계수 C_s 에서의 층간변위비 값이 탄성층간변위 한계값보다 증가한 원인을 평가하였다.

Fig. 10은 SDC Cmax 지역에서 9.1m 경간길이를 갖는 20층 구조물을 내진응답계수(the seismic response coefficient) 설계 하중에서 기준에서 제시한 설계 방법으로 계산된 층간변위와 실제 지진하중(FEMA 695 EQ)에 의한 층간변위 분포 결과이다. Fig. 10에서 'ELF analysis'는 Equivalent Lateral Force Analysis 설계방법[2]으로 평가한 결과이며, 'MRS analysis'는 Modal Response Spectrum Analysis 설계방법[2]으로 평가한 결과이다. Fig. 10에서 보는 바와 같이 각 설계방법으로 평가한 층간 변위의 최대값은 각각 0.0021, 0.0029 radian으로 탄성층간변위 한계값 0.00375 radian을 만족하고 있지만 FEMA 695에서 제시하고 있는 44개의 지반 가속도로 평가한 실제 층간변위의 최대값은 0.0075로 설계값보다 각각 3.6, 2.6배 증가하였다. 이와 같이 실제 지진하중에 의한 응답값과 설계방법에 의한 계산된 값이 차이가 발생한 것은 (1) 설계 응답스펙트럼 가속도와 지반가속도의 응답스펙트럼 가속도의 차이, (2) 감쇠비 차이, (3) 모드조합에 따른 오차 때문이다.

4.1 설계 응답스펙트럼 가속도와 지반가속도의 응답스펙트럼 가속도의 차이

Fig. 11은 SDC Cmax 지역의 설계 응답스펙트럼을 R/I_e (R : 반응수정계수, I_e : 중요도 계수)값으로 나누어 구한 C_s 설계 하중 스펙트럼과, 5% 감쇠비를 갖고 20층 구조물의 고유주기, T_n 에서 FEMA 695[8]에서 제시하고 있는 44개 지반 가속도의 응답스펙트럼 가속도 평균값과 대응되는 C_s 설계 하중 가속도 크기가 갖도록 스케일링한 가속도 응답스펙트럼 결과이다. 이때 scale factor는 FEMA 695 Appendix A Table A-3[8]에서 20층 구조물의 고유주기, T_n 에 해당하는 scale factor값을 사용하였으며, 이 scale factor에 R/I_e 을 나눈 값을 44개 지반 가속도의 응답스펙트럼에 적용하였다. Fig. 11에서 보는 바와 같이 20층 구조물의 고유주기, T_n 주위에서는 FEMA 695[8] 지반가속도의 응답스펙트럼 평균값과 C_s 응답스펙트럼이 유사한 값을 갖고 있다. 하지만 단주기로 갈수록 FEMA 695[8] 지반가속도의 응답스펙트럼 평균값이 C_s 응답스펙트럼 값보다 증가

Fig. 11. The seismic response coefficient spectrum and response acceleration spectrum of FEMA 695 EQ

Fig. 12. Spectra acceleration ratio between seismic response coefficient and response acceleration of FEMA 695 EQ

하는 것을 알 수 있다. 이처럼 20층 구조물과 같은 고층 구조물인 경우 고차모드의 영향이 저층 구조물보다 높기 때문에 고차 모드 주기(단주기)에서 증가한 응답가속도는 구조물의 응답에도 큰 영향을 미치게 된다.

Fig. 12는 FEMA 695 [8] 가속도 응답스펙트럼 평균값을 C_s 응답스펙트럼 가속도 값으로 나눈 결과값이다. Fig. 12에서 보는 바와 같이 2~4차 모드 주기($T_2 \sim T_4$)에서 감쇠비(ξ)가 5%인 FEMA 695[8]의 응답스펙트럼 가속도 평균값이 응답스펙트럼 가속도 값보다 약 1.5~1.6배 이상 증가한 것을 알 수 있다. Fig. 10에서 'FEMA 695-5%' 결과는 5% 감쇠비로 가정한 대상구조 시스템에 Fig. 11과 같이 scale된 FEMA 695[8]의 44개 지반가속도가 작용 시 Modal Response Spectrum Analysis를 사용하여 구조물의 층간변위를 계산한 결과이다. 'FEMA 695-5%' 결과 최대 층간변위 값이 0.0044로 'MRS analysis'의 최대 층간변위변위보다 약 1.45배($=0.0044/0.0029$) 증가하였다. 'MRS analysis'의 층간변위 결과는 C_s 응답스펙트럼 가속도값을 사용하여 계산하기 때문에 Fig. 12와 같이 고차모드 영역 주기에서 증가한 응답 가속도 평균값에 의해 'FEMA 695-5%'의 최대층간변위값이 증가하였다.

4.2 감쇠비 차이

다음으로 감쇠비의 영향에 대해서 살펴보았다. 설계 단계에서는 5% 감

쇠비를 사용하지만 일반적으로 20층 철골모멘트 골조의 감쇠비는 2%를 사용하고 있다[13-15]. 앞서 IDA 해석에서도 대상 구조물의 감쇠비를 2% 레일리 감쇠비(1차, 3차모드 주기)로 가정하여 비선형 시간이력 해석을 수행하였다. Fig. 10에서 'FEMA 695-2%'는 2% 감쇠비로 가정된 대상 구조 시스템에 Fig. 11과 같이 scale된 FEMA 695[8]의 44개 지반가속도가 작용 시 Modal Response Spectrum Analysis를 사용하여 구조물의 층간변위를 계산한 결과이다. 'FEMA 695-2%'의 최대 층간변위값은 0.0056으로 'MRS analysis'의 최대 층간변위변위보다 약 1.93배($=0.0056/0.0029$) 증가하였으며, 'FEMA 695-5%'의 최대 층간변위변위보다 약 1.27배($=0.0056/0.0044$) 증가하였다. 이처럼 최대 층간변위가 증가하는 이유는 Fig. 12에서 보는 바와 같이 고차모드 영역 주기뿐 아니라 1차모드에서도 2% 감쇠비의 응답 스펙트럼 가속도가 C_s 응답스펙트럼 가속도와 5% 감쇠비 응답스펙트럼 가속도보다 높기 때문이다.

4.3 모드조합 오차

Fig. 10에서 'MRS analysis', 'FEMA 695-5%', 'FEMA 695-2%'는 모두 Modal Response Spectrum Analysis를 사용하여 계산한 결과이다. Modal Response Spectrum Analysis에서는 각 모드에서 구한 응답 결과값을 SRSS(또는 CQC) 모드 조합을 사용하여 최종 구조물 응답 결과값을 계산하게 된다. 이와 같은 모드 조합 방법은 계산 과정을 간략하기 위한 개략적인 해석 방법으로 실제 응답과 약 10~20% 오차가 발생한다[16]. Fig. 10에서 비선형 시간이력 해석을 수행한 'Exact' 결과와 'FEMA 695-2%'의 결과의 차이는 결국 각 모드응답 결과값을 SRSS모드 조합하여 계산하였기 때문에 발생한 오차라 할 수 있다.

5. 고층 IMF 시스템의 내진성능 개선

본 연구에서는 내진 성능 평가결과에서 내진성능을 만족하지 못한 9층, 20층 구조물을 대상으로 FEMA 695에서 제시하고 있는 요구 붕괴확률을 만족하기 위해서 필요한 C_s 설계 하중을 약간적으로 평가하였다. 이를 위하여 Fig. 13에서 보는 바와 같이 내진 성능을 만족하지 못하는 구조물의 IDA 곡선('origin 50% IDA')을 FEMA 695[8]에서 제시하는 붕괴확률을 만족하기 위한 붕괴여유비, CMR_{accept} 수준까지 일정한 비율(α)만큼 증가시킨 새로운 IDA 곡선('modified 50% IDA')을 구하였다. 이때 접합부 회전 성능까지 IDA 곡선은 선형적으로 증가하고, 접합부 파단 후 붕괴에 이르기까지 증가하는 지진력(ΔS_T)은 두 IDA 곡선이 모두 동일한 것으로 가정하였다. 이와 같이 FEMA 695[8]의 붕괴여유비를 만족하는 새로운 IDA 곡선으로부터 탄성층간변위 한계값에서 필요한 목표 $C_{s,accept}$ 설계 하중 값을 산정하였다. 그리고 Fig. 13에서 S_e 는 기존 IDA 곡선에서 탄성 층간변위 한계값에 도달할 때의 하중 값이다.

Fig. 14는 9, 20층 구조물을 대상으로 FEMA 695[8]의 내진 성능을 만족하기 위해 Fig. 13과 같은 방법을 사용하여 필요한 설계 하중 값 $C_{s,accept}$ 을 구한 결과이다. Fig. 14에서 S_e 값도 같이 비교하였다. 그 결과 SDC Cmin 지역의 20층 구조물인 경우 $C_{s,accept}$ 은 실제 관측된 S_e 값보다

Fig. 13. Modified IDA curve to satisfy seismic performance presented by FEMA 695(2009)

Fig. 14. Proposed minimum seismic response coefficient($C_{s,accept}$) to satisfy seismic performance presented by FEMA 695 (2009)

ASCE7-05 구조물인 경우 1.63배, ASCE7-10[2] 구조물인 경우 1.35배 증가하여야 한다(Fig. 14 (a)). SDC Cmax 지역의 9층 구조물인 경우 ASCE7-05[9]와 ASCE7-10[2] 구조물 모두 관측된 S_e 값보다 1.05배 증가하여야 하며, 20층 구조물인 경우 ASCE7-05[9]와 ASCE7-10[2] 구조물 각각 관측된 S_e 값보다 2.37배, 1.24배 증가하여야 $C_{s,accept}$ 값을 만족하였다(Fig. 14 (b)).

이와 같이 성능수준을 만족시키기 위해 증가되어야 하는 $C_{s,accept}$ 값과 현행 설계 기준에서 제시하고 있는 C_s 값과 비교하였다. 증가되어야 하는 $C_{s,accept}$ 값이 SDC Cmin 인 경우 ASCE7-05[9] 설계 하중 내에 있는 반면, SDC Cmax 인 경우 20층 구조물 주기에서는 ASCE7-05[9] 설계 하중보다는 커야하며 ASCE7-10[2] 설계 하중보다는 작은 범위에서 분포하고 있다. 9층 구조물 주기에서는 ASCE7-10[2] 설계 하중보다 약간 큰 하중을

요구하고 있다. 9층 구조물 주기에서 $C_{s,accept}$ 값을 만족하기 위해서는 최소 요구 하중 크기가 $0.044S_{DS}I_e$ 에서 $0.048S_{DS}I_e$ 로 증가하여야 한다.

따라서 내진 성능을 만족하지 못한 9층, 20층 구조물을 재설계할 경우 ASCE7-10[2] 기준에서 최소 요구 하중 크기를 $0.048S_{DS}I_e$ 로 증가하고 C_s 크기에서 구조물의 응답값을 실제 지반가속도를 가지고 해석하여 탄성한계범위 내로 설계할 경우 FEMA 695[8]에서 제시하는 내진 성능을 만족할 수 있다.

6. 결 론

본 연구에서는 중간모멘트 골조 시스템에서 요구하는 접합부 회전 성능을 보유하고 있는 구조물의 내진 성능의 취약한 원인에 대해서 평가하였다. 그리고 중간모멘트 골조 시스템을 FEMA 695[8]에서 제시하고 있는 내진 성능을 만족하기 위한 설계방법을 제안하였다.

본 연구 결과를 다음과 같이 요약 정리하였다

- 1) 푸쉬오버 해석 결과로부터 본 대상 구조물이 기준에서 제시하고 있는 허용층간변위를 만족하고 있는 것을 확인하였다.
- 2) 대상 구조물의 초과강도계수는 모든 구조물이 ASCE7[2] 기준에서 제시하는 초과강도계수인 3 값보다 높은 값을 보유하고 있었다. 건물층수가 높고 내진설계범주가 낮은 지역에 설계된 구조물일수록 초과강도계수가 증가하였다. 대상 구조물의 주기기반 연성비는 건물층수가 낮고 목표회전각이 클수록 증가하였다. 이처럼 건물층수가 초과강도계수 및 주기기반 연성비에 가장 큰 영향을 미치는 설계요소이며, 내진설계범주와 경간길이는 상대적으로 큰 영향을 미치지 않았다.
- 3) ASCE7-10[2]의 최소 설계하중으로 설계한 20층 구조물은 ASCE7-5[9] 기준으로 설계한 20층 구조물보다 부재 단면 크기가 증가하였다. 이에 따라 탄성 횡강성은 증가하였지만 최대 밀면전단력에는 큰 변화가 없어, 초과강도 계수의 평균값은 감소하고 주기기반 연성비의 평균값은 증가하였다
- 4) IDA 해석 결과로부터 접합부 파단 후 붕괴여유비를 평가하였다. 건물층수가 가장 큰 상관 관계를 보였으며, 건물층수가 높을수록 파단 후 붕괴여유비는 감소하였다. 경간 길이, 내진설계범주, 목표회전성능과의 관계는 작거나 큰 상관관계가 없었다. ASCE7-10[2] 기준으로 설계된 20층 구조물인 경우 파단 후 붕괴여유비가 증가하였다.
- 5) IDA 해석 결과로부터 접합부 파단이 발생할 때까지의 지진력 크기를 최대고려지진하중 크기와 비교하였다. 동일한 목표회전 성능을 가질 경우 고층 구조물일수록 최대고려지진 하중 크기와 비교하여 더 낮은 값에서 접합부 파단이 발생하고 있다. 20층 구조물인 경우 IDA 해석 결과 설계 지진 하중에서 설계 시 예상했던 층간변위보다 더 큰 층간변위가 발생하였다.
- 6) 고층 구조물에서 실제 지반 가속도를 사용하여 비선형 시간이력해석을 수행한 구조물의 층간 변위가 설계 시 계산된 층간변위보다 더 많이 발생하는 이유는 (1) 설계 응답스펙트럼 가속도와 지반가속도의 응답스펙트럼 가속도의 차이 (2) 감쇠비 차이 (3) 모드조합에 따른 오차 때문이다.
- 7) 실제 지반가속도의 응답스펙트럼을 고층 구조물 주기에서 설계 응답스

펙트럼 가속도 크기에 맞게 조절할 경우 단층 주기인 고차 모드 영역에서 지반 가속도의 응답스펙트럼이 약 1.5~1.6배 증가하였다.

- 8) 대상 구조물의 감쇠비인 2%를 사용하여 응답변위를 계산할 경우 층간 변위가 증가하게 된다. 또한 응답스펙트럼 설계 방법에서 사용되는 SRSS 모드 조합에 의한 실제 응답과 약 10~20% 오차를 보이고 있다.
- 9) 내진 성능을 만족하지 못한 9층 및 20층 구조물을 재설계할 경우 최소 요구 하중 크기를 $0.048S_{DS}I_e$ 로 증가하고 설계 시 C_s 크기의 구조물의 실제 지반가속도 응답이 탄성한계 범위를 넘지 않도록 설계하여야 한다.

/ 감사의 글 /

본 논문은 한국연구재단(No. 2012-R1A2A2A06045129 과No.2005-0049406) 지원으로 수행된 연구임.

/ REFERENCES /

1. Architectural Institute of Korea, Korean Building Code and Commentary, Architectural Institute of Korea;c2009
2. ASCE: Minimum design loads for buildings and other structures, (ASCE/SEI 7-10) American Society of Civil Engineers (ASCE), Reston, VA, ;c2010.
3. American Institute of Steel Construction: Seismic provisions for structural steel buildings, ANSI/AISC 341-10, Chicago, IL;c2010.
4. Lee K, and Foutch DA, Performance prediction and evaluation of steel special moment frames for seismic loads, SAC Background Document SAC/BD-00/25, SAC Joint Venture, Richmond, Calif; c2000.
5. Yun SY, Hamburger RO, Cornell CA, Foutch DA, Seismic performance evaluation for steel moment frames, Journal of Structural Engineering, 2002;128(4):534-545.
6. Khandelwal K, El-Tawil S, Collapse behavior of steel special moment resisting frame connections, Journal of Structural Engineering, 2007;133(5):646-655.
7. Le-Trung K, Lee K, Lee J, Lee DH, Evaluation of seismic behaviour of steel special moment frame buildings with vertical irregularities, Structural Design of Tall and Special Buildings, 2012;21(3): 215-232.
8. FEMA: Quantification of Building Seismic Performance Factors, FEMA P695, SAC Joint Venture and FEMA, Washington, DC;c2009.
9. ASCE: Minimum design loads for buildings and other structures, (ASCE/SEI 7-05) American Society of Civil Engineers (ASCE), Reston, VA, ;c2005.
10. American Institute of Steel Construction: Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications, ANSI/AISC 358-10, Chicago, IL;c2010.
11. Han SW, Chopra AK, Approximate incremental dynamic analysis using the modal pushover analysis procedure, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2006;35:1853-1873.
12. Vamvatsikos D, Cornell CA, Seismic performance, capacity and

- reliability of structures as seen through incremental dynamic analysis, John A. Blume Earthquake Engineering Center Rep. No. 151, Stanford University, CA;c2002.
13. Gupta A, Krawinkler H, Seismic demands for performance evaluation of steel moment resisting frame structures, (SAC Task 5.4.3) John A. Blume Earthquake Engineering Research Center, Rep. No. 132, Dept. Civil Engrg., Stanford University;c1999.
 14. Foutch DA, State-of-the-art report on performance prediction and evaluation of moment-resisting steel frame structures, Report No. FEMA-355f, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.;c2000.
 15. Herrera RA, Ricles JM, Sause R, Seismic performance evaluation of a large-scale composite MRF using pseudodynamic testing, Journal of Structural Engineering, 2008;134(2):279-288.
 16. Chopra AK, Goel RK, A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2002;31(3):561-582.