

# 접합부 회전성능에 따른 중간 철골 모멘트 골조의 내진 성능 평가 - I 성능평가

## Seismic Performance Evaluation According to Rotation Capacity of Connections for Intermediate Steel Moment Frames - I. Performance Evaluation

문기훈<sup>1)</sup> · 한상환<sup>1)\*</sup> · 하성진<sup>1)</sup>

Moon, Ki Hoon<sup>1)</sup> · Han, Sang Whan<sup>1)\*</sup> · Ha, Seung Jin<sup>1)</sup>

<sup>1)</sup>한양대학교 건축공학과

<sup>1)</sup>Department of Architectural Engineering, Hanyang University

### / A B S T R A C T /

The current AISC341-10 standard specifies a value of 0.02 radian for the minimum rotation capacity of connections for the intermediate steel moment frame system. However, despite of the advances realized in the domains of performance evaluation method and analysis method, research on the minimum rotation capacity of the intermediate steel moment frame systems satisfying the seismic performance has not been conducted in detail. In this study, the intermediate moment frame system is designed with respect to current standards and the seismic performance in accordance with the rotational capacity of connections is evaluated using the seismic performance evaluation method presented in FEMA-P695. The minimum rotation capacity of intermediate steel moment frames required to satisfy seismic performance as well as the major design values affecting the seismic performance of moment frame are estimated. To that goal, the design parameters are selected and various target frames are designed. The analysis models of the main nonlinear elements are also developed for evaluating seismic performance. The results show that the 20-story structure does not meet the seismic performance even if it satisfies the rotation capacity of 0.02 radian.

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

## 1. 서론

철골 모멘트 저항 골조의 내진 성능은 보-기둥 모멘트 접합부의 연성 능력과 에너지 소산 능력에 의하여 결정된다. 현행 AISC/ANSI 341-10 기준 [1]과 KBC 기준 [2]에서는 모멘트 접합부의 총 회전각 성능에 따라 특수 철골 모멘트 골조, 중간 철골 모멘트 골조, 보통 철골 모멘트 골조 시스템으로 분류하고 있으며, 회전 성능이 우수한 골조 시스템일수록 더 높은 반응 수정계수를 사용하여 설계하도록 규정하고 있다. 가장 우수한 접합부 회전 성능을 갖는 특수 철골 모멘트 골조 시스템의 접합부인 경우 접합부 총 회전각이 0.04 radian 이상의 성능을 보유하고 있으며, 이 때 모멘트 강도가 0.8

$M_p$  이상의 내력을 보유하고 있어야 한다. 중간 모멘트 골조의 접합부인 경우 접합부 총 회전각이 0.02 radian 이상의 성능을 보유하여야 하며, 보통 모멘트 골조의 접합부인 경우 접합부 총 회전각에 대한 특별한 제한 사항을 두고 있지 않다.

이러한 철골 모멘트 저항 골조의 내진 성능 및 접합부 회전 성능에 대한 연구는 과거 여러 연구자에 의해 수행되었으며 FEMA-355C, E, F [3-5]에서 연구 결과가 정리되어 있다. FEMA-355C [3]에서는 연성 모멘트 접합부를 갖는 모멘트 골조의 비선형 내진 응답 요구값에 대한 평가와 pre-Northridge 접합부의 파단이 모멘트 골조의 내진 성능에 미치는 영향에 대하여 평가하였다. FEMA-355E [4]에서는 Northridge 지진 이전에 설계된 철골 모멘트 저항 골조의 실제 과거 지진에 의한 내진 성능을 평가한 바 있다. FEMA-355F [5]에서는 기존 건물, 새 건물, 보통 그리고 부분 저항 모멘트 강구조, 손상된 구조물 등 다양한 철골 모멘트 골조에 대해서 내진 성능을 평가하였다.

\*Corresponding author: Han, Sang Whan

E-mail: swan82@hotmail.com

(Received 19 November 2013; Accepted 3 February 2014)

하지만 철골 모멘트 골조의 설계를 위한 하중 산정방법과 기준이 과거 연구가 수행되었을 때와 비교하여 여러 부분에서 변경되었을 뿐만 아니라, 해석 모델 기법, 비선형 해석 기법, 그리고 내진성능 평가 기법 역시 당시에 비해 많은 부분 발전 되었다. 그럼에도 불구하고 현행 AISC/ANSI 341-10 기준 [1]에서 제시하고 있는 각 모멘트 골조 시스템의 요구되고 있는 총 회전각 접합부 성능이 모멘트 골조 시스템 설계에 사용되고 있는 내진 성능 계수를 보장하고 있는 지에 대한 연구는 충분히 수행된 바 없다.

최근 FEMA-P695 [6]에서는 내진 저항 시스템의 내진 성능 계수(반응 수정 계수,  $R$ ; 초과 강도 계수,  $\Omega_o$ ; 변위 증폭 계수,  $C_d$ )를 평가할 수 있는 내진 성능 평가 방법을 제안한 바 있다. 이 평가 방법은 여러 기준 내진 저항 시스템 뿐 아니라 새로운 내진 저항 시스템의 내진 성능 계수를 평가 및 제안할 수 있다. Goulet et al. [7]의 연구에서는 FEMA-P695[5]의 방법을 사용하여 철근 콘크리트 특수 모멘트 골조와 보통 모멘트 골조를 대상으로 현행 기준에서 제시하고 있는 내진 성능 계수를 평가한 바 있다.

본 연구에서는 철골 모멘트 골조 시스템 중 우선적으로 중간 철골 모멘트 골조를 대상으로 접합부 회전 성능에 따라 철골 모멘트 골조의 내진 성능을 FEMA-P695 [5]에서 제시하고 있는 내진성능 평가 방법을 사용하여 평가하고자 한다. 그리고 현행 기준에서 제시하고 있는 내진 성능 계수를 만족하기 위한 중간 철골 모멘트 골조에 요구되는 최소 접합부 회전성능을 평가할 뿐만 아니라 모멘트 골조 내진 성능에 영향을 미치는 설계 영향 변수를 평가하고자 한다. 대상 골조는 내진 설계 범주 C 지역( $C_{min}$ ,  $C_{max}$ )을 대상으로 설계 지진 하중 기준(ASCE 7-05[8], ASCE7-10[9]), 층수(3, 9, 20), 경간 길이 (6m, 9m)에 따라 설계하였다. 그리고 각 대상 골조를 접합부 회전 성능(1%, 2%, 3%, 연성접합부)을 변화시켜가며 내진 성능을 평가하였다.

## 2. 대상 골조(archetype frame) 선정

지진하중을 저항하기 위해 설계한 모멘트 골조 시스템은 대상지역의 설계 지진하중에 대하여 충분한 내진 성능을 보유하고 있어야 한다. 그리고 모멘트 저항 골조의 내진성능은 주요 비선형 부재인 보-기둥 모멘트 접합부의 회전능력에 가장 큰 영향을 받게 된다.

현행 ASCE7 기준[8, 9]과 KBC 기준[2]에서는 중간모멘트 골조 시스템인 경우 반응수정 계수( $R$ ) 4.5, 초과강도계수( $\Omega_o$ ) 3, 변위증폭계수( $C_d$ ) 4인 내진설계 계수를 사용하여 설계하도록 하고 있다. 그리고 앞서 언급한 바와 같이 ANSI/AISC 341[1]에서는 중간 모멘트 골조 시스템의 접합부 요구 회전각을 총 회전각이 0.02 radian 이상의 성능을 요구하고 있다.

중간모멘트 골조 접합부의 최소 회전각인 0.02 rad의 결정은 ANSI/AISC 341 [1]에서 FEMA 355C[3] 와 FEMA-355F [5]에서 수행되었던 실험과 해석 연구 결과로부터 엔지니어의 판단에 근거하여 결정하였다. 하지만 이후 하중 설계 기준이 변화되었고, 해석 기법, 내진성능평가 기법 등이 발전되어 중간 모멘트 골조 접합부의 요구 접합부 회전 성능에 대해 좀 더 신뢰성 있는 평가가 가능하다.

따라서 본 연구에서는 이와 같이 현행 ASCE7 기준[8, 9]과 KBC 기준 [2]에서 제시하고 있는 내진설계계수로 설계한 중간 모멘트 골조가 0.02 radian의 요구 접합부 회전각을 만족할 경우 설계 지진 하중에서 충분한 내

진 성능을 보유하고 있는지 평가하였다.

이를 위해서 중간모멘트 골조 시스템을 대표할 수 있는 대상 골조와 성능그룹을 선정하였다. 그리고 대표할 수 있는 대상골조와 성능그룹을 선정하기 위해서 중간모멘트 골조 시스템의 내진성능을 결정하는 주요 설계변수들을 선정이 필요하다. 성능 그룹은 내진 성능에 영향을 주는 특정 설계 변수에 따라 대상 구조물을 그룹 지어 설계 변수의 영향을 대표하게 된다. 본 연구에서는 (1) 건물 층수, (2) 경간 길이, (3) 내진설계범주, (4) 설계 지진 하중을 중간모멘트 골조의 주요 설계 변수로 선정하여 대상 골조를 설계하였다.

건물 층수는 구조물 고유주기와 고차모드에 영향에 따른 구조물의 내진 성능의 변화를 반영하게 된다. 그리고 건물 층수에 따라 지반 가속도에 의해 구조물에 작용하는 하중의 특성과 크기가 다르게 작용하며, 높은 구조물일 수록 고차 모드의 영향이 전체 응답에 많이 반영된다. 이처럼 건물 층수는 구조물 응답에 영향을 미치는 중요한 설계 변수로써, 본 연구에서는 3층, 9층, 20층의 총 3개 층수의 구조물을 선정하여 저층 구조물부터 고층 구조물 까지 성능을 평가하였다.

경간 길이는 부재에 작용하는 지배적인 하중 타입과 중력하중의 크기에 영향을 주게 된다. 경간길이가 짧을 경우 작용하는 중력하중의 크기가 작고 전단력의 영향이 증가하는데 반해 경간길이가 길어질 경우 중력하중의 크기가 증가하고 모멘트의 영향이 증가하게 된다. 경간길이는 6m, 9m로 총 2개의 경간길이를 대상으로 설계하였다.

내진설계범주는 대상구조물이 설계될 수 있는 가장 높은 내진설계범주를 지역으로 선택되어야 한다[6]. ASCE7 기준에서 중간모멘트 골조인 경우 SDC C 지역에서는 높이 제한 없이 설계가 가능하고 SDC D 지역에서는 약 10m (35ft) 높이까지 설계가 가능하도록 제시하고 있다. 본 연구에서는 10m (35ft)가 넘는 고층 구조물까지 성능 평가가 수행되어야 하기 때문에 높이 제한 없이 설계가 가능한 C지역을 선정하였다. 그리고 내진설계범주 C 지역 전체에 대해서 중간모멘트 골조의 내진 성능이 만족하는지 평가하기 위해서 내진설계범주의 경계값인  $C_{min}$  지역과  $C_{max}$  지역을 선정하여 대상 골조의 내진설계 및 성능평가를 수행하였다.

설계지진 하중은 ASCE7-05[8] 기준과 ASCE7-10[9] 기준에 따라 설계하였다. ASCE7-10[9] 설계 지진 하중은 ASCE7-05[8]와 대부분 동일 하지만, 최소설계하중 크기에 대한 규정이 수정되었다. ASCE7-05[8]에서는 지진응답계수(Seismic response coefficient)  $C_s$  값이 0.01 g보다 작지 않도록 제한하고 있지만, ASCE7-10[8]에서는  $0.044S_{DS}I_e (>0.01g)$ 보다 작지 않도록 수정되었다. 대상구조물 중에 3~9층 구조물인 경우 Fig. 1에서 보는 바와 같이 동일한 설계 지진하중을 갖지만 20층 구조물인 경우 적용되는 기준에 따라 서로 다른 최소설계하중이 적용된다. 따라서 본 연구에서는 20층 구조물 만 ASCE7-05[8]와 ASCE7-10[9]의 최소설계하중 기준에 따라 각각 따로 설계하였다.

이와 같이 4개의 설계 변수를 바탕으로 대상골조를 설계하였으며, D 지반에 위치한 준 사무실 구조물로 가정하였다. 대상 골조는 Fig. 2와 같은 평면과 입면을 갖으며, 모든 대상 구조물의 평면은 대칭이고 perimeter frames이 중간 모멘트 저항 골조 시스템으로 지진하중에 저항하도록 설계되었다. 그리고 각 큰 보(Girder) 사이에는 남북방향의 작은 보(Beam)가 2개씩 설계되었다. 보와 기둥은 ASTM A992/A992M 강재를 적용하였다.

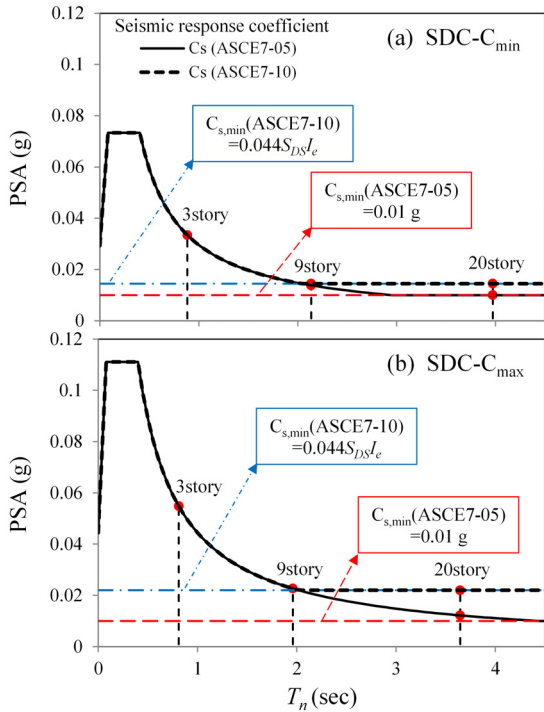


Fig. 1. Seismic response coefficient of archetype frames for (a) SDC Cmin, and (b) SDC Cmax

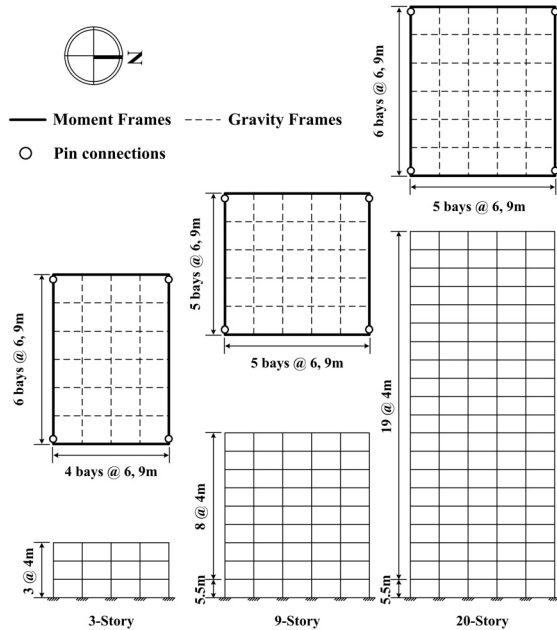


Fig. 2. Plans and elevation of the building

내진설계계수는 ASCE7[8, 9]에 나와 있는 중간 모멘트 골조의 설계 계수를 적용하였다. 모든 대상 건물은 설계 기준 AISC/ANSI 341, 358, 360 [1, 10, 11]에 따라 철골 모멘트 골조를 설계하고 부재를 결정하였다. 중간 모멘트 저항 골조 시스템을 위해 모멘트 접합부는 Fig. 3과 같은 RBS with Bolted web (RBS-B) 접합부로 설계하였다. RBS의 단면 크기(a, b, c)는 보 단부에서 작용하는 최대모멘트( $M_f$ )값이 보 단부 모멘트 강도( $M_n$ )의

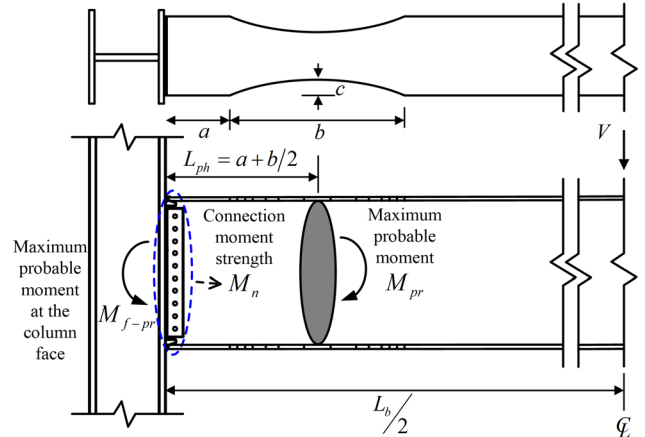


Fig. 3. Reduced beam section with bolted web (RBS-B) connection

0.95배 값을 갖도록 설계하였다(Fig. 3).

설계를 위한 고정하중 및 활하중은 각각 4.12kPa 과 0.96 kPa 값을 사용하였다. 풍하중을 위한 기본 풍속은 51 m/sec값으로 가정하였다. 지표면조도는 도시지역 사무실 건물로 가정하여 B 값을 사용하였다. [Chapters 26 and 27 in ASCE/SEI 7 [9]] 설계 지진 하중의 크기는 앞서 언급한 바와 같이 설계내진범주에 따라 Fig. 1과 같다.

본 연구에서 선정한 설계 변수에 따라 Table 1과 같이 5개의 성능그룹으로 분류된 총 16(3×2×2 + 2×2)개의 구조물에 대해서 현행 설계 기준과 설계하중을 만족하도록 설계하였다. 성능그룹은 내진설계 범주(=2), 경간 길이(=2)에 따라 4개(=2×2)의 성능 그룹으로 분류하였고, ASCE7-05[8] 설계기준으로 설계한 20층 구조물 성능과 비교하기 위하여 ASCE7-10[9] 설계기준으로 설계한 20층 구조물들을 하나의 성능 그룹으로 추가 분류하여 총 5개의 성능그룹이 되도록 구성되었다.

이와 같이 설계된 16개의 구조물 들은 각각 접합부 회전 성능에 따라 대상 지역에서 내진 성능을 만족하는지 평가하였다. 접합부 회전 성능은 중간 모멘트 골조의 요구 회전각인 2%을 가질 때 구조물의 성능 평가뿐만 아니라 접합부 회전 성능 변화에 따라 구조물 내진 성능 변화를 살펴보기 위하여 총 4개의 회전 성능을 선정하여 성능 평가를 수행하였다. 본 연구에서 구조물의 접합부 회전 성능을 1%, 2%, 3% radian의 총회전각을 가질 때와 판단 없이 연성 접합부를 가질 때로 분류하여 총 4개의 접합부 회전 성능에 대하여 평가하였다. 이처럼 대상 구조물의 성능 평가는 총 64회(=16×4) 성능 평가가 수행되었다.

접합부 회전 성능에 따른 성능그룹의 분류는 Table 1에서 성능그룹 ID ‘x%’로 분류하여 표기하였다. 예를 들어 6m 경간, Cmin지역, ASCE7-05[8] 설계기준이 적용된 구조물이 1% 목표 접합부 성능을 가질 경우 대상 구조물의 성능 그룹은 ‘MIN6-05-1%’로 성능 그룹 ID로 분류하였다.

Table 1에서 선정한 대상골조들의 내진성능 평가 결과는 중간모멘트 골조가 가질 수 있는 주요한 설계 변수들을 포함하고 있어 현행 내진설계 기준으로 설계한 중간모멘트 골조가 만족할 만한 내진 성능을 발휘하고 있는지 평가할 수 있을 것으로 판단된다. 또한 평가 결과의 비교 분석을 통해 각 설계변수의가 내진성능에 어떠한 영향을 미치는지 평가하고자 한다.

**Table 1.** The properties of IMFs and the performance groups

Performance Group	Arch.ID	Design Load (ASCE7)	Bay Size	No. Of Stories	Rotation Capacity (radian)	Seismic Design Criteria						
						SDC	Mass (ton)	$T_n^*$ (sec)	$T_1^{**}$ (sec)	$C_s^+$ (g)		
MIN6-05-x <sup>++</sup> %	3CMIN6-05	2005/2010	6m	3	x <sup>++</sup> %	Cmin	582	0.858	1.479	0.0345		
	9CMIN6-05			9			1902	2.135	2.893	0.0138		
	20CMIN6-05	20		5284			3.972	3.600	0.0100			
MAX6-05-x%	3CMAX6-05	2005/2010		3			Cax	586	0.787	1.160	0.0565	
	9CMAX6-05			9				1902	1.960	2.658	0.0227	
	20CMAX6-05	20		5182				3.646	3.742	0.0122		
MIN9-05-x%	3CMIN9-05	2005/2010	9m	3		x <sup>++</sup> %		Cmin	1318	0.858	1.524	0.0345
	9CMIN9-05			9					4293	2.135	2.587	0.0138
	20CMIN9-05	20		11931					3.972	3.576	0.0100	
MAX9-05-x%	3CMAX9-05	2005/2010		3			Cmin		1329	0.787	1.162	0.0565
	9CMAX9-05			9					4297	1.960	2.539	0.0227
	20CMAX9-05	20		11935					3.646	3.672	0.0122	
20F-10-x%	20CMIN6-10	2010	6m	20	Cmin			5224	3.972	3.804	0.0145	
	20CMAX6-10				Cmax			5237	3.646	3.577	0.0220	
	20CMIN9-10		9m		Cmin			11933	3.972	3.570	0.0145	
	20CMAX9-10				Cmax		11982	3.646	3.570	0.0220		

$T_n^*$ : Fundamental period,  $T_1^{**}$ : 1st mode period,  $C_s^+$ : the seismic response coefficient, x<sup>++</sup>%, 1%, 2%, 3%, and ductile

### 3. 해석 모델 개발

대상 구조물의 신뢰성 있는 내진 성능을 평가 하기 위해서는 내진 성능을 결정하는 주요 구조부재의 실제 비선형 거동을 해석 모델이 반영할 수 있도록 모델링 되어야 한다.

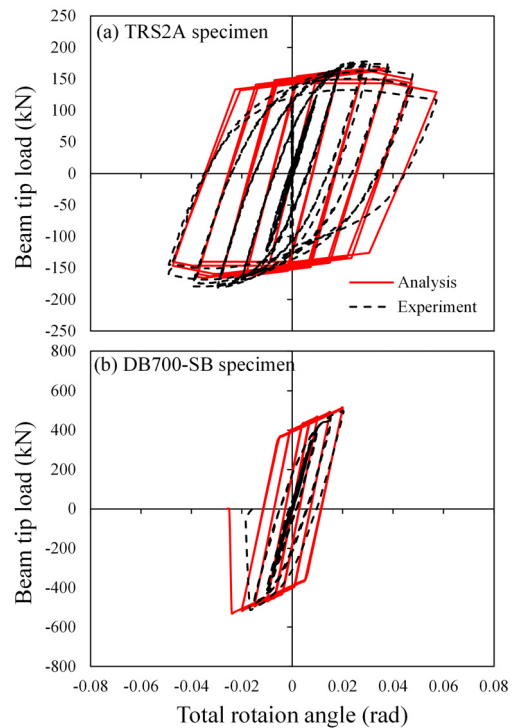
본 연구에서 적용한 RBS-B 접합부는 중간모멘트-골조 시스템의 대표적인 접합부 중 하나로서 많은 연구자에 의해 실험 및 연구가 수행되어 왔다. 여러 접합부 실험결과로부터 RBS-B 접합부의 이력거동 특징을 살펴보면 Fig. 4와 같이 크게 두 형태의 이력거동이 분류된다. 실험결과 Fig. 4 (a)와 같이 접합부 파단 없이 RBS에서 연성적인 이력거동을 하기도 하였으며 [12], Fig. 4 (b)와 같이 접합부에서 파단이 발생하여 급격한 강도 저감되는 취성적인 이력거동을 하기도 하였다[13]. 따라서 RBS-B 접합부와 같이 중간모멘트-골조 접합부의 이력거동을 모사하기 위해서는 부재의 비선형 이력거동 뿐만 아니라 접합부 파단의 영향도 모델링 할 수 있어야 한다.

이를 위하여 본 연구에서는 중간모멘트-골조의 주요 비선형 부재인 기둥, 패널존, 보 부재를 Fig. 5와 같이 모델링 하였다. Fig. 5에서 보는 바와 같이 접합부 모델링 시 패널존의 실제 크기를 반영하여 기둥과 보의 순경간 길이가 반영될 수 있도록 하였고, 실제 RBS의 위치에서 보가 비선형 거동 할 수 있도록 회전 스프링으로 모델링 하였다. 다음은 각 부재 요소 별 해석 모델링 방법이다.

기둥 부재는 P-M 영향을 반영하기 위하여 파이버 단면(Fiber section) 사용하여 모델하였다. 파이버 단면 모델을 구성하는 강재 재료(steel material) 모델링은 후탄성 변형경화율이 3%를 갖도록 모델링 되어있어 Fig. 5 (a)와 같이 전체 기둥 부재가 2선형 거동을 하게 된다.

패널존 부재는 Gupta and Krawinkler [14]에서 사용한 3선형 모델을 사용하였다. 패널존의 이력거동을 반영하기 위해 패널존 스프링은 2개의 스프링 모델을 중첩하여 Fig. 5 (b)와 같이 3선형 비선형 거동을 하도록 모델링 되었다.

보 부재는 RBS 스프링(Fig. 5 (c)), 파단 스프링(Fig. 5 (d)), 그리고 두



**Fig. 4.** Hysteretic curves for (a) fracture-resistant[12] and (b) fracture-prone[13] RBS-B connection specimens

스프링을 연결하는 강재 부재(rigid element)로 구성되었다. RBS 스프링은 실제 RBS에 위치하여 보 전체의 탄성 거동 및 RBS의 비탄성 거동을 구현한다. 파단 스프링은 보 단부에 위치하여 접합부 파단을 구현한다. 그리고 RBS 스프링과 파단 스프링은 강재 부재(rigid element)로 구성되었다.

RBS 스프링은 Fig. 5 (c)와 같이 삼선형 모델을 사용하여 모델링 되었다. RBS 스프링의 탄성 강성은 보 전체의 탄성 강성이며, 항복 모멘트,  $M_y (=S_{RBS}F_yR_y)$ 와 최대 모멘트,  $M_c (=C_{pr}Z_{RBS}F_yR_y)$ 는 각각 보 부재의

RBS단면에서 계산된 값이다. 소성 회전각,  $\theta_p$ 은 항복에서 최대모멘트에 이르기까지의 회전각이며, 후-소성회전각,  $\theta_{pc}$ 는 최대 모멘트에 도달 후 모멘트가 0으로 떨어질 때까지의 회전각이다(Fig. 5 (c)). 또한 RBS 부재의 실제 비선형 거동을 모사하기 위해 비선형 거동에 따른 강도 저감과 강성 저감 효과를 반영하였다. 본 연구에서는 RBS 스프링의 와 값과 강도 및 강성 저감 계수값은 Lignos [15]의 연구에서 제안한 예측식을 사용하였다. Lignos [15]의 연구에서는 RBS 접합부의 실험 결과로부터 회귀 분석을 통해 RBS 접합부의 비선형 회전각 및 저감 계수 값을 제안한 바 있다.

파단 스프링은 Fig. 5 (d)와 같이 접합부 단부에 작용하는 모멘트,  $M_{f-pr}$  (Fig. 3)가 접합부모멘트 강도,  $M_n$ 에 이르면 접합부에서 파단이 발생하여 급격히 강도가 저감되도록 모델링 되었다. 이 때 접합부 모멘트 강도,  $M_n$ 는 Han et al. [16]의 연구에서 제안한 모멘트 강도식을 사용하여 RBS-B 접합부의 모멘트 강도를 구할 수 있다.

제안한 해석 모델들은 OpenSees software [17]를 사용하여 접합부의 비선형 이력거동을 구현하는 해석모델을 개발하였다. 제안한 해석모델의 검증 을 위하여, 접합부 파단이 발생하지 않은 RBS-B 실험체와 파단이 발생한 RBS-B 실험체 결과와 비교하였다. 그 결과 Fig. 4에서 보는 바와 같이 파단이 발생하지 않은 실험체(Fig. 4 (a))와 파단이 발생한 실험체 (Fig. 4 (b)) 모두 해석 모델 결과가 실제 이력거동을 잘 모사하고 있는 것을 알 수 있다.

본 연구에서는 앞서 언급한 바와 같이 대상골조의 접합부 회전 성능을 실제 RBS-B 접합부의 회전 성능이 아니라 목표로 하는 회전 성능을 갖도록 접합부 모델링을 수정하였다. 이를 위하여 Fig. 5 (c)의 RBS회전각이 선정한 접합부 회전 성능(1%, 2%, 3% radian)에 도달 하면 Fig. 5 (d)의 파단 스프링에서 접합부 파단이 발생하도록 접합부 모멘트 강도,  $M_n$ 을 조정하였다. 접합부 파단 후 잔여모멘트 강도,  $M_f$ 는 Fig. 4 (b)의 Lee et al.[13] 실험결과를 반영하기 위해 0 값으로 가정하였다. 그리고 파단없는 연성 접합부를 갖는 접합부 회전 성능은 접합부 모멘트 강도,  $M_n$ 를 충분히 크게 하여 보 단부에서 파단이 발생하지 않도록 하였다.

내진성능 평가를 위한 대상 구조물의 주요 해석모델은 제안한 비선형 해석모델을 사용하여 모델링하였다. 구조물 해석 모델은 Fig. 2의 구조물 평면에서 남북 방향의 중간모멘트저항골조를 대상으로 2-D로 모델링 하였으

며 가상의 더미 기둥을 모델링하여 P-delta 효과가 반영될 수 있도록 하였다.

### 4. 내진성능평가

대상 중간모멘트 골조의 내진성능 평가를 위해 FEMA-P695 [6]에서 제시한 성능 평가 방법을 사용하였다. FEMA-P695 [6]에서는 내진 설계에 사용되는 설계 계수( $R, \Omega_o, C_d$ )와 시스템의 성능을 평가할 수 있는 방법을 제안하고 있다. FEMA-P695 [6]에서는 평가 대상에 따라 2개의 성능 평가 기준을 제시하고 있다. 첫번째는 최대고려지진 하중에서 대상 구조물의 성능 그룹이 붕괴확률이 10%를 넘지 않는 것이고, 두번째는 이 지진 하중에서 개별 구조물의 붕괴확률이 20%를 넘지 않는 것이다.

이를 평가하기 위하여, 수정 붕괴여유비(adjusted collapse margin ratio),  $\overline{ACMR}$ (또는  $ACMR_i$ )를 계산하고, 이 값이 제한된 수정 붕괴 여유비,  $ACMR_{10\%}$ (또는  $ACMR_{20\%}$ )값보다 클 경우 내진 성능을 만족하게 된다.  $\overline{ACMR}$ 은 성능 그룹에 속한 수정 붕괴여유비의 평균값이며,  $ACMR_i$ 는 개별 수정 붕괴여유비이다. 그리고  $ACMR_{10\%}$ 은 10%의 붕괴확률일 때의 수정된 붕괴여유비이며,  $ACMR_{20\%}$ 는 20% 붕괴확률일 때 수정 붕괴여유비이다.

개별 구조물의 수정 붕괴 여유비,  $ACMR_i$ 과 성능 그룹의 수정 붕괴 여유비,  $\overline{ACMR}$ 는 다음과 같은 절차에 의해 계산되었다. (Fig. 6)

- ① 층수, 경간 길이, 내진설계 범주와 같은 설계 변수의 범위에서 살펴보고자 하는 특정 내진 저항 시스템을 갖는 구조물 선택. 선택된 구조물을 현행 내진 설계에 따라 설계. 형상 및 거동 특성에 따라 성능 그룹을 지정하고 대상 구조물을 분류
- ② 제안한 해석모델을 사용하여 대상 구조물을 모델링.
- ③ 비선형 정적해석을 수행하여 Fig. 6 (a)와 같이 대상 구조물의 초과강도계수,  $\Omega_o$ , 주기 기반 연성비,  $\mu_T$ 를 식 (1)~(3)를 이용하여 구함.

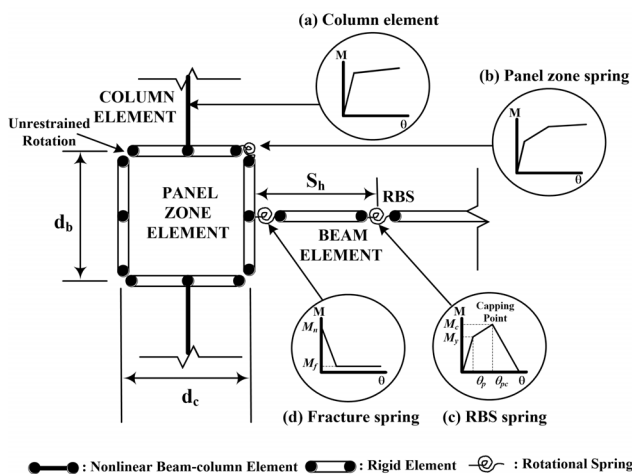


Fig. 5. Analytic model for the RBS-B connections

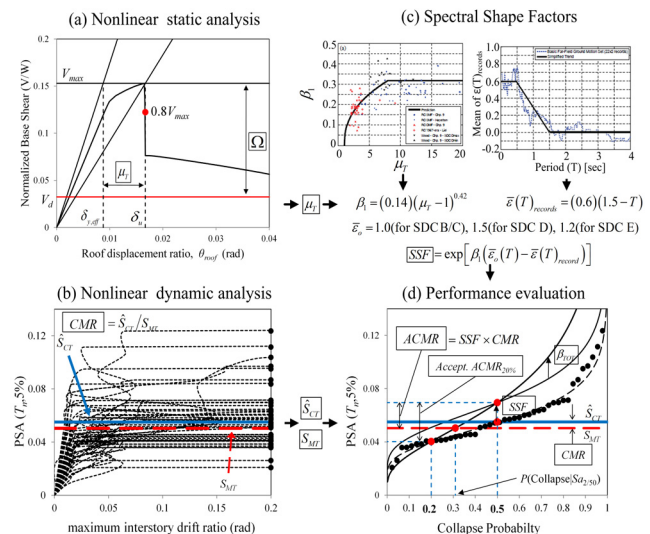


Fig. 6. The summarized procedure for seismic performance evaluation in FEMA-P695 (2009)

$$\Omega_o = \frac{V_{max}}{V_d} \tag{1}$$

$$\mu_T = \frac{\delta_u}{\delta_{y,eff}} \tag{2}$$

$$\delta_{y,eff} = C_0 \frac{V_{max}}{W} \left[ \frac{g}{4\pi^2} \right] (\max(T_n, T_1))^2 \tag{3}$$

$$CMR = \frac{\hat{S}_{CT}}{S_{MT}} \tag{4}$$

여기서,  $V_{max}$ 는 최대 밀면전단력,  $V_d$ 는 설계 밀면전단력,  $\delta_u$ 는 최대 밀면 전단내력이 20% 감소할 때의 지붕층 변위,  $\delta_{y,eff}$ 는 유효 항복 지붕층 변위,  $C_0$ 는 구조물 고유주기에서 단자유도 변위와 다자유도 구조물 지붕층 변위 비 간의 계수,  $g$ 는 중력가속도,  $T_n$ 는 ASCE7-10[9]에서 정의한 고유주기 ( $C_u T_a$ ),  $T_1$ 는 해석모델의 고유치해석을 통해 구한 1차모드 주기이다.

④ 비선형 동적해석을 수행하여 대상 구조물의 붕괴성능 중간값,  $\hat{S}_{CT}$ 과 붕괴여유비,  $CMR$ 를 구함. 구조물의 붕괴는 전체 구조물이 동적 불안 정 상태에 이르는 지진 하중 크기로 정의하며, IDA (incremental dynamic analysis) 곡선으로부터 구조물의 붕괴성능,  $S_{CT}$ 을 계산. [18, 19] 이때 지 반가속도의 크기,  $PSA(T_n, 5\%)$ 는 구조물 고유주기( $T_n$ )와 5% 감쇠비를 갖는 단자유도의 유사가속도로 표현. IDA를 수행하기 위해 사용한 지반가 속도는 ATC63에서 제시하고 22개 지진에서 관측된 44개의 Far-Field 지 반 가속도 세트를 사용함. Fig. 6 (b)는 44개 지반 가속도로부터 구한 IDA 곡선으로 구조물의 붕괴 성능,  $S_{CT}$ 을 원형 점으로 표시. IDA 곡선에서 계 산된 붕괴성능 결과로부터 다음 식 (4)을 이용하여 붕괴성능여유비,  $CMR$ 를 구함.

여기서,  $S_{MT}$ 는 대상 지역의 최대고려지진 크기에서 대상 구조물의  $T_n$ 에 서  $PSA(T_n, 5\%)$  값

⑤ Fig. 6 (c)과 같이 사용한 지반 가속도들의 응답 스펙트럼 형태를 반영하기 위한 (spectral shape factor),  $SSF$  계산 [6]

⑥ 다음 식 (5)과 같이 수정 붕괴여유비  $ACMR$ 값 계산(Fig. 6(d)).

$$ACMR = CMR \times SSF \tag{5}$$

⑦ 내진 성능 평가에 포함되어 있는 불확실한 요소를 반영하기 위해 총 불확실성 계수,  $\beta_{TOT}$  계산.  $\beta_{TOT}$ 은 내진 성능 평가에 사용되는 해석 모델의 정확도, 구조 성능의 불확실성, 지반 가속도의 불확실성 등의 영향을 가 정하여 FEMA 695 [6]에 따라 계산

⑧ 총 불확실성 계수,  $\beta_{TOT}$ 값으로부터 붕괴확률이 10%와 20%일 때 의 허용 수정붕괴여유비  $ACMR_{10\%}$ 과  $ACMR_{20\%}$  값을 계산

⑨ ⑥ 단계에서 계산한 수정 붕괴여유비와 ⑧ 단계에서 계산한 허용 수 정붕괴여유비를 비교하여 내진 성능 만족 여부 평가

### 5. 내진성능 평가 결과

FEMA 695 [6]에서 제시하는 내진 성능 평가 방법을 사용하여 접합부 회전성능에 따라 12개의 중간모멘트 골조를 대상으로 총 64회의 내진성능 평가를 수행하였다. Table 2는 내진성능 평가 결과 중 중간모멘트 골조 시

**Table 2.** Summary of collapse margin parameters and acceptance check for 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
MIN6-05-2%	3CMIN6-05	0.233	4.992	1.999	1.158	4.96	1.09	5.41	0.68	1.77	Pass
	9CMIN6-05	0.094	8.979	1.548	0.243	2.60	1.11	2.89	0.66	1.74	Pass
	20CMIN6-05	0.050	9.099	1.944	0.096	1.90	1.15	2.17	0.67	1.76	Pass
	<b>average</b>		<b>7.295</b>	<b>1.865</b>		<b>3.08</b>		<b>3.44</b>	<b>0.67</b>	<b>2.36</b>	<b>Pass</b>
MAX6-05-2%	3CMAX6-05	0.381	4.566	2.203	1.624	4.26	1.09	4.65	0.69	1.78	Pass
	9CMAX6-05	0.153	5.548	1.951	0.265	1.73	1.15	1.99	0.67	1.76	Pass
	20CMAX6-05	0.082	8.401	1.661	0.082	0.99	1.12	1.12	0.66	1.75	Fail
	<b>average</b>		<b>5.807</b>	<b>2.047</b>		<b>2.71</b>		<b>3.05</b>	<b>0.68</b>	<b>2.39</b>	<b>Pass</b>
MIN9-05-2%	3CMIN9-05	0.233	4.847	2.028	1.186	5.08	1.09	5.55	0.68	1.77	Pass
	9CMIN9-05	0.094	8.968	2.154	0.194	2.07	1.16	2.40	0.68	1.78	Pass
	20CMIN9-05	0.050	10.381	1.435	0.059	1.17	1.10	1.29	0.65	1.73	Fail
	<b>average</b>		<b>7.612</b>	<b>1.886</b>		<b>2.88</b>		<b>3.22</b>	<b>0.67</b>	<b>2.37</b>	<b>Pass</b>
MAX9-05-2%	3CMAX9-05	0.381	4.821	2.086	1.653	4.34	1.09	4.71	0.68	1.77	Pass
	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
	<b>average</b>		<b>5.987</b>	<b>2.101</b>		<b>2.73</b>		<b>3.08</b>	<b>0.68</b>	<b>2.39</b>	<b>Pass</b>
20F-10-2%	20CMIN6-10	0.050	4.342	3.154	0.137	2.73	1.21	3.31	0.73	1.84	Pass
	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
	<b>average</b>		<b>5.446</b>	<b>2.141</b>		<b>1.73</b>		<b>2.01</b>	<b>0.68</b>	<b>2.40</b>	<b>Fail</b>

시스템에서 요구하는 최소 접합부 회전 성능인 2% 회전각을 갖는 대상 구조물과 성능그룹의 내진 성능 평가 결과이다. Table 2에서 보는 바와 같이 모두 대상골조가 중간모멘트 골조의 최소 요구 회전을 만족하는 데에도 불구하고 총 7개의 구조물과 1개의 성능그룹이 내진성능을 만족하지 못하고 있다. 이는 현행 설계 기준으로 설계한 중간 모멘트 골조 시스템이 기준에서 요구하는 최소 접합부 회전성능을 만족하고 있음에도 내진 성능을 만족하지 못하고 있음을 의미한다.

다음으로 중간모멘트 골조의 설계변수에 따른 구조물의 내진성능의 영향과 내진성능이 취약한 구조물의 특성을 살펴보았다. 이를 위하여 Fig. 7에서 보는 바와 같이 각 설계변수의 변화에 따라 최대고려지진 하중 크기에서 구조물의 붕괴확률,  $P(Collapse|S_{MT})$ 을 분포를 비교하였다.  $P(Collapse|S_{MT})$ 은 최대고려 지진 하중 작용 시 구조물의 붕괴확률이다. 즉  $P(Collapse|S_{MT})$  값이 20% 이하가 되면 내진 성능을 만족하게 된다.

Fig. 7에서 보는 바와 같이 선정한 설계 변수 중 건물 층수와 접합부 회전 성능이 붕괴확률에 가장 큰 영향을 미치는 것을 알 수 있다.

건물 층수는 층수가 높을수록 전체적으로 구조물의 붕괴확률 증가하였다. 3층 구조물인 경우 ATC63에서 제시하고 있는 요구붕괴확률(=20%)을 모두 만족하는데 반해 9층과 20층 구조물에서 붕괴확률이 만족하지 못하는 구조물이 발생하고 있으며, 특히 20층 구조물에서 대부분 내진 성능을 만족하지 못하고 있는 것을 알 수 있다(Fig. 7 (a)).

경간 길이와 내진설계범주의 설계 변수는 붕괴확률을 만족하지 못하는 구조물이 어느 한쪽으로 치우치지 않고 전체적으로 발생하고 있다. 내진설계범주와 경간 길이는 건물 층수나 접합부 회전성능의 설계변수만큼 전체적인 붕괴확률에 확실한 차이 내지는 큰 변화를 주지는 않지만 각 설계 변수의 평균값의 변화를 살펴보면 경간 길이가 긴 구조물일수록, 내진설계범주는 지진재해도가 높은 지역일수록 붕괴확률 평균값이 증가하였다

(Fig. 7 (b), (c)).

접합부 회전성능은 접합부 회전성능이 낮을수록 붕괴확률이 증가하였다. 접합부 파단이 발생하지 않는 연성 접합부를 갖는 구조물인 경우 모두 붕괴확률을 만족하는데 반해 1%~3% 회전각을 갖고 접합부 파단이 발생한 구조물인 경우 붕괴확률을 만족하지 못하는 경우가 발생하였다. 주목할 점은 IMF 시스템의 요구회전각인 0.02 radian을 만족하는 구조물에서도 내진 성능을 만족하지 못하는 구조물이 다수 발생하고 있을 뿐만 아니라 0.03 radian 접합부 회전 성능을 갖는 구조물에서도 내진성능을 만족하지 못하는 구조물이 발생하였다. 이는 ASCE7-05[8]기준으로 설계한 IMF 구조물인 경우 내진성능이 만족하지 못하고 있음을 알 수 있다(Fig. 7 (d)).

내진성능을 만족하지 못하는 중간모멘트 구조물을 분석하기 위하여 다음 Fig. 8과 Fig. 9와 같이 접합부 회전성능에 따른 붕괴 확률의 변화를 각 설계 변수 구조물 별로 살펴보았다.

Fig. 8은 ASCE7-05[8]의 설계 지진하중으로 설계된 구조물의 붕괴 확률 결과이다. 3층 구조물인 경우 앞서 언급한 바와 같이 다른 설계 변수 및 접합부 회전성능에 상관없이 모든 구조물의 붕괴확률이 요구 붕괴확률(=20%)보다 낮아 모든 구조물이 내진성능을 만족하는 것을 알 수 있다. 반면 9층 구조물인 경우 SDC Cmax 지역에 9m 경간길이를 갖는 구조물인 경우 접합부 회전각이 0.02 radian을 만족하는데도 불구하고 붕괴확률이 20%를 넘어 내진성능을 만족하지 못하였다. 20층 구조물인 경우 내진성능이 더 취약하여 SDC Cmin 지역의 6m 경간길이를 갖는 구조물을 제외하고 모든 구조물에서 0.02 radian 뿐만 아니라 0.03 radian의 접합부 회전성능을 갖는 구조물까지 모두 붕괴확률이 20% 이상 값을 보였다. 이처럼 ASCE-05 설계하중으로 설계한 IMF 구조물인 경우 9층, 20층 구조물에서 내진성능을 만족하지 못할 수 있으며, 특히 20층 구조물에 내진성능이 전체적으로 매우 취약한 것을 알 수 있다.

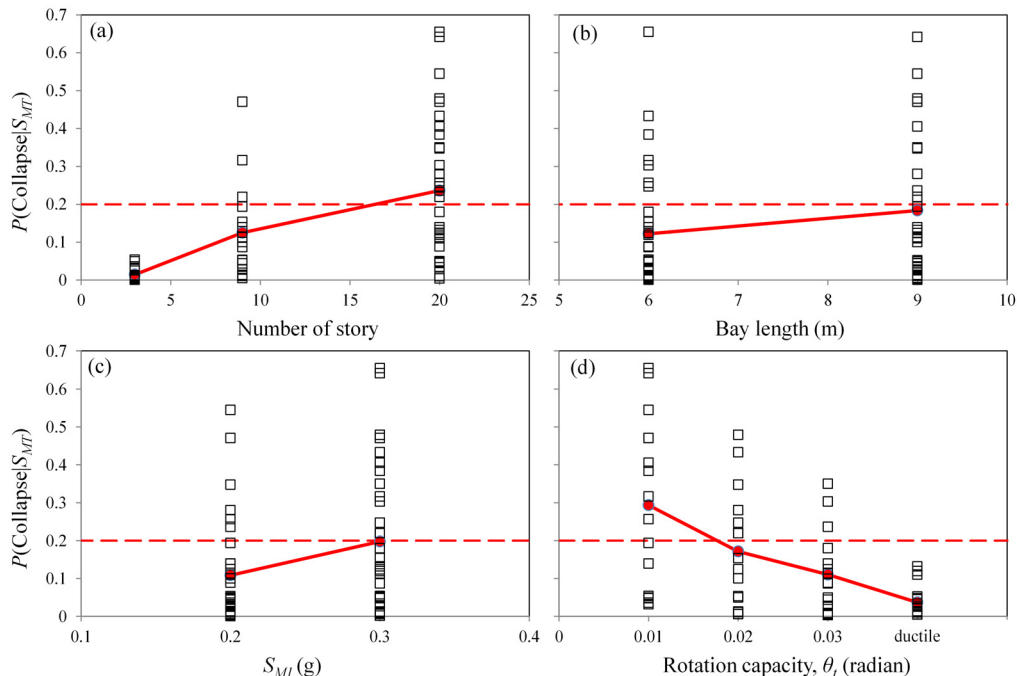


Fig. 7. Probability of collapse for MCE earthquake with respect to (a) number of story, (b) bay length, (c) seismic design category, and (d) rotation capacity

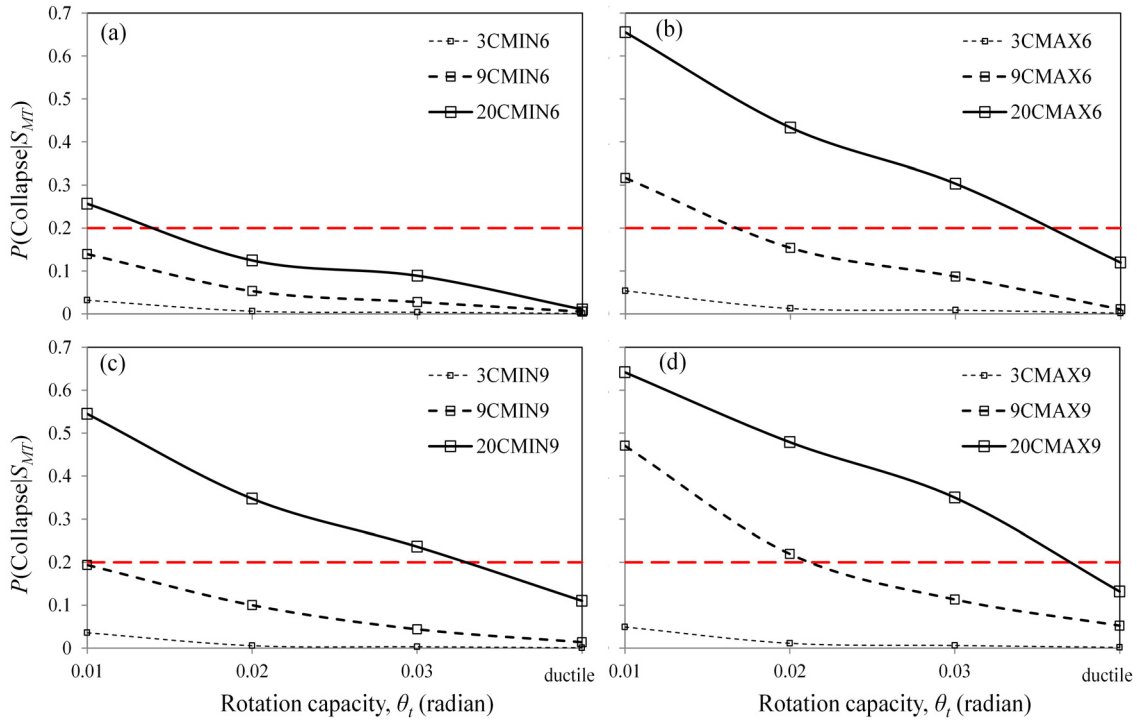


Fig. 8. Probability of collapse for MCE earthquake with respect to rotation capacity for each building designed by ASCE7-05[8] seismic load

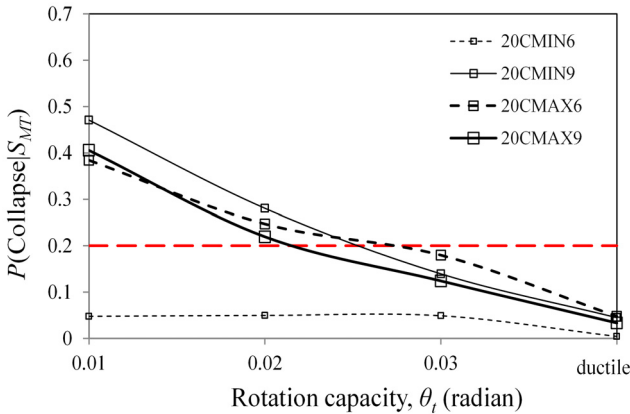


Fig. 9. Probability of collapse for MCE earthquake with respect to rotation capacity for 20-story building designed by ASCE7-10[9] seismic load

다음으로 Fig. 9와 같이 ASCE7-10[9] 설계 지진하중으로 설계한 20층 구조물의 붕괴확률 결과를 살펴보았다. ASCE7-10[9] 설계하중 기준으로 설계된 20층 구조물인 경우 최소 설계응답스펙트럼 값의 증가로 ASCE7-05[8] 기준 보다 더 높은 설계 하중값으로 설계되었다. 따라서 ASCE7-05[8] 기준으로 설계한 구조물보다 전체적으로 붕괴확률이 감소하였다. ASCE7-10[9] 하중으로 재설계한 20층 구조물인 경우 Fig. 9에서 보는 바와 같이 접합부 회전각이 0.03 radian을 갖는 구조물의 붕괴확률이 모두 허용 붕괴확률을 만족하였다. 하지만 IMF의 요구 회전각인 0.02radian의 접합부 회전성능을 갖는 구조물인 경우 여전히 허용 붕괴확률 이상의 붕괴위험을 갖고 있어 ASCE7-10[9] 설계하중 기준으로 설계하여도 여전히 내진성능을 만족하지 못하고 있음을 알 수 있다.

## 6. 결론

본 연구에서는 현행 기준[1, 2]으로 설계한 중간 철골 모멘트 골조가 기준에서 제시하고 있는 최소접합부 회전 성능(0.02 radian)을 보유하고 있을 시 내진 성능을 만족하는지 평가하였다. 또한 중간모멘트 골조의 여러 설계 변수 중 내진성능에 주요하게 영향을 미치는 설계 변수에 대하여 평가하였다.

이를 위하여 대표적인 중간모멘트 골조 접합부 중 하나인 RBS-B 접합부를 대상으로 비선형 이력거동을 모사할 수 있는 해석모델을 개발하였으며, FEMA 695 [6]에서 제시하고 있는 내진 성능 평가 방법을 사용하여 중간모멘트 골조의 내진성능을 평가하였다.

그 결과 기준에서 제시하고 있는 최소접합부 회전 성능인 0.02 radian을 보유한 중간모멘트 골조의 내진성능이 FEMA 695 [6]에서 제시하고 있는 내진 성능을 만족하지 못하였다.

요구회전각을 보유하고 있으면서 내진 성능을 만족하지 못한 대상 건물은 대부분 20층 구조물이었으며, ASCE7-05[8]의 설계 기준에 따라 설계된 구조물인 경우 특히 내진성능이 취약하여 0.03 radian의 접합부 회전 성능을 보유하고 있어도 붕괴확률이 20%을 넘어서었다.

ASCE7-10[9]의 설계기준으로 설계된 20층 구조물과 9층 구조물에서는 0.02 radian의 접합부 회전 성능을 보유한 구조물인 경우 내진 성능을 만족하지 못하는 경우가 발생하였으며, 0.03 radian 이상의 접합부 회전 성능을 보유할 경우 모든 구조물에서 내진성능을 만족하였다.

따라서 현행 설계 기준으로 설계된 20층 이상의 중간모멘트 골조인 경우 내진성능 검토 및 접합부 회전 성능 검토가 필요하며, 현행 기준에서 제시하고 있는 최소접합부 회전 성능에 대해서도 검토가 필요하다.

본 연구에서는 ‘II 원인 평가 및 대안’에서 고층 중간모멘트 골조의 내진성



능이 취약한 원인과 이를 해결하기위한 방안에 대해서 연구를 수행하였다.

**/ 감사의 글 /**

본 논문은 한국연구재단(No. 2012-R1A2A2A06045129)과 국토교통부 도시건축 연구개발사업(13AUDP-B066083-01)의 지원으로 수행된 연구임.

**/ REFERENCES /**

1. American Institute of Steel Construction, Seismic provisions for structural steel buildings, ANSI/AISC 341-10, Chicago, IL;c2010a,
2. Architectural Institute of Korea, Korean Building Code and Commentary, Architectural Institute of Korea;c2009.
3. FEMA: State of the Art Report on Systems Performance of Steel Moment Frames Subject to Earthquake Ground Shaking, FEMA 355C , SAC Joint Venture and FEMA, Washington, DC;c2000.
4. FEMA: State of the Art Report on Past Performance of Steel Moment-Frame Buildings in Earthquakes, FEMA 355E , SAC Joint Venture and FEMA, Washington, DC;c2000.
5. FEMA: State of the Art Report on Performance Prediction and Evaluation of Steel Moment-Frame Buildings, FEMA 355F , SAC Joint Venture and FEMA, Washington, DC;c2000.
6. FEMA: Quantification of Building Seismic Performance Factors, FEMA P695 , SAC Joint Venture and FEMA, Washington, DC;c2009.
7. Goulet CA, Haselton CB, Mitrani-Reiser J, Beck JL, Deierlein GG, Porter KA, Stewart JP. Evaluation Of The Seismic Performance Of A Code-Conforming Reinforced-Concrete Frame Building-From Seismic Hazard To Collapse Safety And Economic Losses, Earthquake Engng Struct. Dyn, 2007;36:1973-1997.
8. ASCE: Minimum design loads for buildings and other structures, (ASCE/SEI 7-05) American Society of Civil Engineers (ASCE), Reston, VA, ;c2005.
9. ASCE: Minimum design loads for buildings and other structures, (ASCE/SEI 7-10) American Society of Civil Engineers (ASCE), Reston, VA, ;c2010.
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. American Institute of Steel Construction: Specification for Structural Steel Buildings, ANSI/AISC 360-10, Chicago, IL;c2010.
12. Tremblay R, Tchegotarev N, Filiatrault A, Seismic performance of RBS connections for steel moment resisting frames: Influence of loading rate and floor slab. Proceedings STESSA '97, August 4-7, Kyoto, Japan;c1997.
13. Lee, CH, Jeon SW, Kim JH, Uang CM, Effects of Panel Zone Strength and Beam Web Connection Method on Seismic Performance of Reduced Beam Section Steel Moment Connections, Journal of Structural Engineering, 2005;131(12):1854-1865.
14. 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.
15. Lignos D, Krawinkler H, Sidesway collapse of deteriorating structural systems under seismic excitations, Phd dissertation, Dept. of Civil and Environmental Eng. Stanford Univ;c2008.
16. Han SW, Moon KH, Stojadinovic B, Design equations for moment strength of RBS-B connections, Journal of Constructional Steel Research, 2009;65 (2009):1087-1095.
17. Mazzoni S, McKenna F, Scott MH, Fenves GL, OpenSees command language manual, The Univ. of California, Berkeley, Calif., 2007 <http://opensees.berkeley.edu/index.php>.
18. Han SW, Chopra AK, Approximate incremental dynamic analysis using the modal pushover analysis procedure, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2006;35:1853-1873.
19. 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.