

RBS-B 접합부 설계식 개선에 따른 철골모멘트골조 시스템의 내진성능평가

Seismic Performance Evaluation of Steel Moment Resisting Frame Systems According to an Improved Design Method of RBS-B Connections

한상환¹⁾ · 강기병²⁾ · 문기훈³⁾ · 황성훈⁴⁾

Han, Sang Whan · Kang, Ki Byung · Moon, Ki Hoon · Hwang, Seong Hoon

국문 요약 >> 현행 내진설계기준에서 RBS-B 접합부는 오직 중간모멘트골조(IMF) 시스템에서만 사용이 허용된다. 본 연구는 현행설계기준에 따라 설계한 RBS-B 접합부를 갖는 철골 모멘트골조 시스템의 내진성능평가를 수행하였다. 이를 위하여 층수(3층, 6층, 9층), 경간너비(6m, 9m), 내진설계범주(SDC C_{max} , SDC C_{min})으로 구성된 12개의 RBS-B-접합부를 갖는 철골모멘트골조 건물을 설계하였고 RBS-B 접합부의 비선형 이력거동을 잘 모사하는 접합부 모델을 개발하였다. 설계된 대상골조는 ATC-63에 의해 개발된 내진성능평가 방법에 따라 내진성능평가를 수행하였다. 또한 본 연구는 저자가 이전연구에서 제안한 새로운 설계법에 따라 설계된 IMF 시스템의 내진성능평가를 수행하였다. 그 결과 현행기준에 따라 설계한 몇 개의 대상골조가 적절한 붕괴여유비를 보유하지 못하였다. 반면에 새로운 설계절차에 따라 설계된 대상골조는 적절한 붕괴여유비를 보유하였다.

주요어 철근 모멘트 저항골조, 웨브를 볼트로 접합한 보 플랜지 절취형 접합부, 내진성능평가, ATC-63

ABSTRACT >> In current seismic design provisions, a reduced beam section with bolted web (RBS-B) connections is only permitted for intermediate moment frames (IMF). This study evaluated the seismic performance of steel moment resisting frame systems having RBS-B connections designed according to current seismic design provisions. For this purpose, 12 archetypal IMF systems having two different span lengths (9m, 6m) were designed considering two design load levels (SDC C_{max} , SDC C_{min}). A nonlinear analytical model that can simulate hysteretic behavior of an RBS-B connection was also developed in this study. The procedures specified in ATC 63 are used to conduct a seismic performance evaluation. Moreover, this study conducts the seismic performance evaluation of IMF systems designed according to a new design method proposed by the authors in the previous study. It was observed that several model frames designed according to current seismic design provisions did not provide satisfactory collapse margin ratios (ACMR). This study also showed that the model frames designed according to the new design procedures had a sufficient ACMR.

Key words Steel moment resisting frames, RBS-B connection, Seismic performance evaluation, ATC-63

1. 서론

철골모멘트골조 시스템은 높은 연성능력과 에너지 소산 능력을 보유한 횡력 저항 시스템으로 많은 철골조 건물에

사용되고 있다. 철골모멘트골조 시스템의 내진성능은 접합부의 회전능력에 의해 결정되며, 접합부의 회전능력에 따라 특수모멘트골조(Special Moment Frames, SMF), 중간모멘트골조(Intermediate Moment Frames, IMF), 보통모멘트골조(Ordinary Moment Frames, OMF)로 분류하고 있다.

보 플랜지 절취형(Reduced Beam Section, RBS) 접합부는 FEMA350⁽¹⁾에서 특수모멘트골조 시스템의 인증 접합부로 제안되었다. 그러나 현행기준인 ANSI/AISC 358-05⁽²⁾에서는 RBS 접합부 가운데 웨브를 볼트로 접합한 RBS-B (Reduced Beam Section with Bolted Web) 접합부의 경우, 기존연구의 실험결과에서 보-기둥 접합면의 파단에 따른 접

¹⁾ 정희원·한양대 건축공학과 교수
(교신저자: swan82@hotmail.com)
²⁾ 한양대 대학원 건축공학과 석사과정
³⁾ 한양대 대학원 건축공학과 박사
⁴⁾ 한양대 대학원 건축공학과 석사

본 논문에 대한 토의를 2011년 2월 28일까지 학회로 보내 주시면 그 결과를 게재하겠습니다.

(논문접수일 : 2010. 8. 16 / 수정일 1차: 2010. 10. 13, 2차: 11. 18 /
게재확정일 : 2010. 11. 18)

합부의 취성파괴가 발생하는 문제점이 발견됨에 따라 중간 모멘트골조 시스템으로 사용을 제한하고 있다.

이에 따라, RBS-B 접합부에서 취성파괴가 발생하는 원인과 접합부 회전능력에 대한 연구가 수행되었다. Han et al.⁽³⁾은 현행기준이 RBS-B 접합부의 보-기둥 접합면의 강도를 과대평가하고 있음을 지적하였다. 그리고 한상환 등^{(4),(5)}은 현행설계기준으로 설계한 RBS-B 접합부가 보-기둥 접합면에 파단이 발생할 때 소성회전능력이 현저하게 감소하는 것을 지적하였으며 RBS-B 접합부의 회전능력이 중간 모멘트골조 시스템의 접합부의 요구회전능력(0.02rad)을 만족하기 위한 접합부 설계식을 제안한 바 있다.

본 연구에서 현행 내진설계기준으로 설계한 RBS-B 접합부를 갖는 철골모멘트골조의 내진성능을 평가하여 문제점을 제시하고 한상환 등⁽⁵⁾이 제안한 설계식을 적용한 RBS-B 접합부를 갖는 철골모멘트골조의 내진성능 향상 정도와 목표 내진성능을 만족하는지를 평가하였다.

이를 위하여 RBS-B 접합부의 비선형 이력거동 뿐만 아니라 접합부 파단을 모사할 수 있는 이력모델을 개발하였고 층수(3층, 6층, 9층), 경간너비(6m, 9m), 지진구역(SDC C_{max} , SDC C_{min})을 주요변수로 한 총 24개의 골조를 설계하여 ATC-63⁽⁶⁾의 프로젝트에서 개발한 내진성능평가 방법에 따라 내진성능평가를 수행하였다.

2. 기존 연구

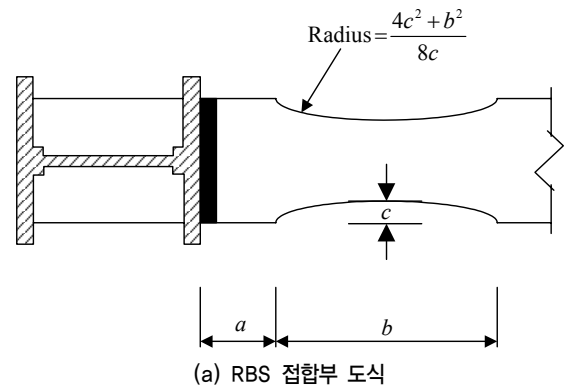
RBS 접합부는 1994년 노스리지 지진(Northridge Earthquake) 발생 이후 철골모멘트골조의 높은 연성과 우수한 에너지소산능력의 요구에 의해 개발되었다.⁽¹⁾

그림 1 (a)에서 보는 것과 같이 RBS 접합부는 기둥면에서 일정거리 떨어진 위치에 보 플랜지의 일부 단면을 잘라내어 기둥면으로 전달되는 모멘트의 크기(M_f)를 줄임으로써 보의 결손단면(RBS)에서 소성힌지의 발생을 유도하고 보-기둥 접합면에서 취성파단의 발생 없이 접합부가 연성적인 거동을 하도록 설계하고 있다.

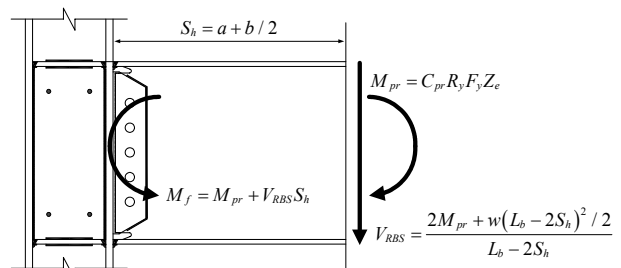
이를 위하여 기둥면에 작용하는 모멘트(M_f)와 보의 전단면 소성모멘트($M_{pe} = R_y F_y Z_b$)의 설계비율(κ)을 1보다 작도록 하여 RBS 단면을 결정하고 있다.⁽²⁾(식 (1) 참조)

$$\frac{M_f}{M_{pe}} = \kappa \leq 1 \quad (1)$$

여기서 M_{pe} 는 보 전단면의 소성모멘트이고 M_f 는 RBS 에 소성힌지가 발생할 때 보-기둥면에 도달하는 모멘트(그



(a) RBS 접합부 도식



(b) RBS 접합부에서 보-기둥면에 전달되는 모멘트

〈그림 1〉 RBS 접합부 도식 및 보-기둥면에 전달되는 모멘트⁽²⁾

림1(b) 참조)이다.

RBS 접합부 가운데 RBS-B 접합부는 현 접합부 설계기준인 ANSI/AISC 358-05⁽²⁾에서 중간모멘트골조 시스템의 인증접합부로 사용을 제한하고 있다. 현행기준에서 중간모멘트골조 시스템의 접합부는 총 회전각 0.02 rad 이상의 회전능력이 요구된다. 하지만, 한상환 등⁽⁴⁾의 연구에 따르면 기존 RBS-B 접합부 실험체 중, 현행기준에 따라 설계하였음에도 접합부의 취성파단에 따라 중간모멘트골조 시스템의 요구조건인 총 회전각 0.02rad 을 만족하지 못하는 문제점을 지적하고 있다. 그리고 기존에 수행된 RBS 접합부 실험 결과중 보-기둥면에서 파단이 발생한 RBS-B 접합부의 회전성능을 평가하였다. 그 결과 여러 변수 중 모멘트강도비($M_{max}/M_{plastic}$)가 RBS-B 모멘트 접합부의 회전능력에 지배적인 영향요소임을 확인하였고 이를 바탕으로 RBS-B 접합부의 회전능력을 평가할 수 있는 회전식을 식 (2)와 같이 제안하였다.

$$\theta_{total} = 0.0685 \frac{M_{max}}{M_{plastic}} - 0.055 \quad (2)$$

여기서 M_{max} 는 접합부 파단 시 모멘트 강도이고 $M_{plastic}$ 는 보의 소성모멘트이다.

이후 수행한 연구(한상환 등⁽⁵⁾)는 보-기둥 접합부에 파단이 발생하지 않을 시에는 총회전각 0.02rad 을 만족하지만 파단이 발생 시 총회전각 0.02rad 확보가 불확실하다는 것을

〈표 1〉 L_b/d 및 Z/Z_f 에 대한 요구하는 κ 값

Z/Z_f	L_b/d		
	7	10	12
<1.4	0.90	0.90	0.90
≥ 1.4	0.85	0.90	0.95

확인하였다. 그리하여 식 (2)를 이용하여 총 회전각 0.02rad 이상을 확보하기 위한 모멘트강도 비를 16%, 50%, 84%의 초과확률에 대하여 산정하였다.

표 1의 κ 는 RBS-B 접합부의 보의 춤에 대한 보의 유효 길이비(L_b/d)와 플랜지의 단면계수에 대한 보 전단면의 비(Z/Z_f)에 따라 산출한 결과이다. 이를 바탕으로 중간모멘트 골조 시스템의 요구성능인 총 회전각 0.02rad 을 만족하기 위하여 RBS-B 접합부를 설계 시 κ 값이 표 1의 값 이하로 설계하도록 제안하였다.

본 연구에서는 식 (1)을 사용하여 RBS 단면을 결정한 골조와 한상환 등⁽⁵⁾에서 제안한 표 1을 사용하여 RBS 단면을 결정한 골조의 내진성능을 평가 및 비교하여 기존골조의 내진성능의 문제점과 제안한 RBS 설계식(한상환 등⁽⁵⁾)의 보완가능 여부를 평가하였다.

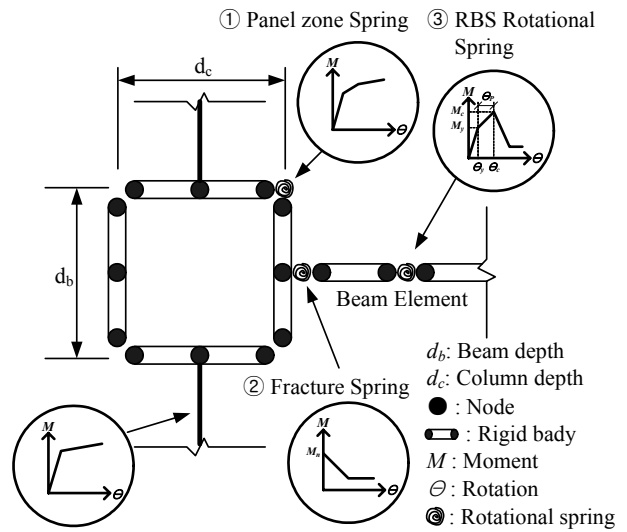
3. 해석모델

본 연구의 내진성능평가를 위한 RBS-B 접합부 해석모델은 부재의 항복에 따른 연성거동과 보-기둥 접합면의 파단에 따른 취성파괴에 대한 적절한 모사가 요구되었다. 본 연구는 Gupta와 Krawinkler가 제안한 M2 모델⁽⁸⁾을 응용한 해석모델을 개발하였다. M2 모델은 실제 패널존의 너비와 높이를 해석모델에 반영하여 기존 접합부 모델에서 문제시되었던 보-기둥중심에 회전변형에 따른 전단력의 과대평가를 방지하고 패널존이 평행사변형으로 거동하므로 실제 접합부의 전단변형모드를 정확하게 표현할 수 있기 때문이다.

본 연구의 접합부 모델은 RBS-B 접합부의 비선형 거동의 정확한 모사를 위하여 그림 2와 같이 3개의 서로 다른 비선형 회전 스프링 요소를 사용하였다.

3.1 Panel Zone Spring

패널존의 비선형 거동을 모사하기 위하여 회전 스프링 2개를 중첩하여 3선형 거동을 표현하였으며 Gupta와 Krawinkler⁽⁸⁾가 제안한 값을 사용하여 패널존의 강도와 강성을 결정하였다. 그리고 나머지 3모서리는 핀 접합으로 모델링하였으며 패널존 경계의 보-기둥요소는 강체(Rigid



〈그림 2〉 RBS-B 접합부의 비선형 이력모델

Body)로 구성하였다.

3.2 RBS Rotational Spring

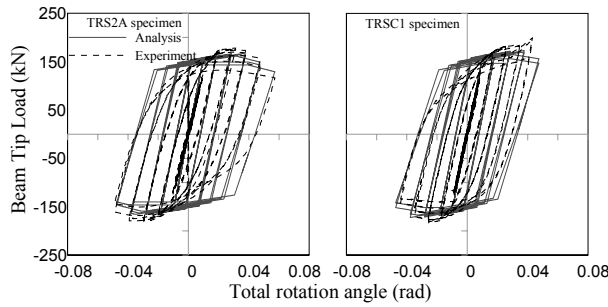
본 연구는 보에서 RBS의 소성 회전을 모사하기 위하여 강도한계 이선형 모델(Strength-limited Bilinear Model)⁽⁹⁾을 사용하였다. 그리고 하중과 변위의 최대값은 Lignos와 Krawinkler⁽¹⁰⁾가 제안한 RBS 접합부의 소성 회전능력을 예측하는 식 (3)을 사용하였다.

$$\theta_p = 0.22 \left(\frac{h}{t_w} \right)^{-0.45} \left(\frac{b_f}{2t_f} \right)^{-0.14} \left(\frac{d}{c_{unit}^1 21''} \right)^{-0.854} \quad (3)$$

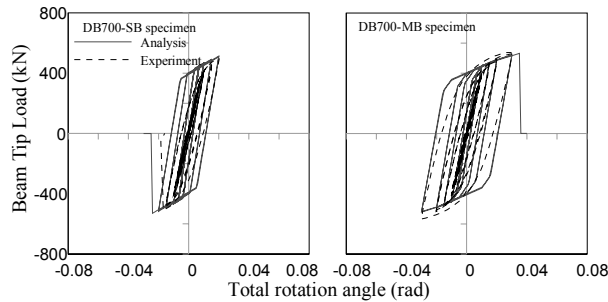
여기서, h/t_w 는 웹의 판폭두께비 이고 $b_f/2t_f$ 는 플랜지의 판폭두께비이며 d 는 보의 춤이다. 그리고 c_{unit}^1 은 단위 계수로써 보 춤의 단위가 인치(Inch)인 경우 1, 미터(m)단위인 경우 0.0254이다.

3.3 Fracture Spring

앞서 언급한 바와 같이 RBS-B 접합부의 이력거동을 적절히 모사하기 위해서는 접합부 파단에 따른 이력거동을 반영할 수 있어야 한다. 이를 위해 본 연구에서 그림 2와 같이 보 단부에 fracture spring 을 모델링하여 RBS 에서 기둥면에 전달되는 모멘트가 접합부 모멘트 강도(M_n)에 도달하면 스프링의 모멘트 강도와 강성이 감소하도록 모델링 하였다. 접합부 모멘트강도(M_n)는 식 (4)와 같이 Han et al.⁽³⁾이 제안한 값을 사용하였다.



(a) 기존 RBS-B 실험 (Tremblay et al.⁽¹¹⁾)과 접합부 모델의 이력곡선 비교



(b) 기존 RBS-B 실험 (Lee et al.⁽¹²⁾)과 접합부 모델의 이력곡선 비교

〈그림 3〉 RBS-B 접합부 모델의 이력곡선 검증

$$M_n = M_{n-flange} + M_{n-bolt} \quad (4)$$

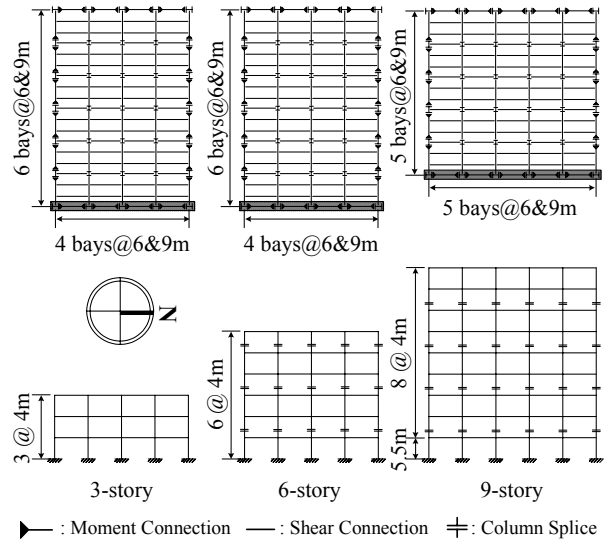
여기서, $M_{n-flange}$ 는 보-기둥 접합부에서 보의 플랜지 용접에 의한 최대 모멘트강도이고 M_{n-bolt} 는 보 웹 볼트에 의한 최대 강도이다.

그 밖에 보 요소는 RBS 회전스프링에서 탄성변형을 고려하므로 강체로 구성하였다. 그리고 기둥 부재는 변형경화 계수(α_s)가 3%인 이선형 모델을 사용하였다.⁽⁹⁾

본 RBS 접합부 해석모델에 의한 비선형 이력곡선과 Tremblay et. al⁽¹¹⁾, Lee et al⁽¹²⁾의 RBS-B 접합부 실험결과를 비교 및 검증하였다. 그 결과 그림 3 (a), (b)에서 보는 것과 같이 기존 실험에서 파단이 발생한 실험체와 연성거동을 한 실험체 모두 RBS-B 접합부의 비선형 이력거동을 적절하게 예측하였다.

4. 대상골조

내진성능평가를 위한 대상골조는 ASCE/SEI 7⁽¹³⁾과 ANSI/AISC 341-05⁽⁷⁾에서 제시하는 중간모멘트골조 설계기준에 따라 설계하였다. 그리고 RBS-B접합부는 현행규준인 ANSI/AISC 358-05⁽²⁾에 따라 설계한 “ANSI/AISC 358-05”그룹과 한상환 등⁽⁵⁾의 설계식에 따라 설계한 “Han et al.(2009)” 그룹으로 나누었다.



〈그림 4〉 대상골조의 평면도 및 입면도

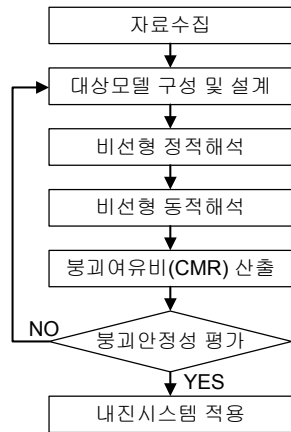
본 연구에서는 RBS-B 접합부를 갖는 모멘트골조의 포괄적인 내진성능 경향을 살펴보기 위하여 내진성능에 영향을 주는 주요 설계변수를 선정하고 이에 따라 대상골조 설계 및 성능평가를 수행하였다. 대상 골조는 주기 및 고차모드의 영향과 설계하중, 경간너비의 영향에 따른 접합부의 회전능력을 검토하기 위하여 건물의 높이와 보의 경간거리 그리고 지진구역을 주요 설계변수로 하였고 층수(3층, 6층, 9층), 보의 경간거리(6m, 9m), 지진구역(SDC C_{max} , SDC C_{min})으로 설계하였다.

대상건물의 지반조건은 단단한 토사지반으로 지반계수 D 이고 건물의 용도는 일반사무용 건물로 가정하였다. 그리고 내진설계범주(Seismic Design Category)는 C 지역으로 하였는데 내진설계범주 C 지역 안에서 유효지반가속도가 최대와 최소인 지진구역을 SDC C_{max} 와 SDC C_{min} 으로 표기하였다. 여기서, SDC C_{max} 지역의 단주기 설계스펙트럼가속도(S_{DS})와 주기 1초의 설계스펙트럼가속도(S_{D1})는 각각 0.499와 0.200이고 SDC C_{min} 지역에서 S_{DS} 와 S_{D1} 는 각각 0.338와 0.133이다. 중간모멘트골조의 설계를 위한 내진성능계수는 ASCE/SEI 7-05⁽¹³⁾에서 제시한 반응수정계수 ($R=4.5$), 시스템초과강도계수($Q_b=3$), 변위증폭계수($C_d=4$)를 사용하였다.

그림 4는 대상건물의 평면과 입면을 도식화 한 것이다. 모든 건물은 대칭형 평면이며 평면의 외곽만을 모멘트 골조로 하여 모든 지진하중에 대해 저항하도록 설계되었으며 내부는 중력하중만을 저항하는 중력골조로 설계되었다. 성능평가를 위한 그룹 구성과 대상 골조의 주요 설계속성은 표 2에 정리하였고 사용된 부재의 치수는 “부록”에 정리하였다.

〈표 2〉 내진성능평가를 위한 대상모델의 성능그룹과 설계속성 및 대상골조의 붕괴여유비(CMR)

Performance Group	Archetype ID	Bay Size	No. of Stories	Seismic Design Criteria					ANSI/AISC 358-05			Han et al. (2009)			
				Seismic SDC	R	T (sec)	T_1 (sec)	V/W (g)	S_{MT}	\hat{S}_{CT}	CMR	S_{MT}	\hat{S}_{CT}	CMR	
Group 1	3MIN-6	6m	3	C_{min}	4.5	0.86	1.70	0.034	0.23	0.62	2.68	0.23	0.76	3.26	
	6MIN-6		6		4.5	1.49	2.36	0.020	0.13	0.28	2.06	0.13	0.37	2.77	
	9MIN-6		9		4.5	2.07	2.89	0.014	0.09	0.16	1.70	0.09	0.25	2.71	
Group 2	3MAX-6		3		C_{max}	4.5	0.79	1.02	0.056	0.38	1.72	4.50	0.38	1.71	4.48
	6MAX-6		6			4.5	1.37	1.96	0.032	0.22	0.32	1.48	0.22	0.56	2.56
	9MAX-6		9			4.5	1.90	2.42	0.023	0.15	0.23	1.52	0.15	0.31	2.02
Group 3	3MIN-9	9m	3	C_{min}	4.5	0.86	1.60	0.034	0.23	0.57	2.43	0.23	0.85	3.65	
	6MIN-9		6		4.5	1.49	2.39	0.020	0.13	0.39	2.91	0.13	0.57	4.23	
	9MIN-9		9		4.5	2.07	3.34	0.014	0.09	0.21	2.27	0.09	0.30	3.18	
Group 4	3MAX-9		3		C_{max}	4.5	0.79	1.09	0.056	0.38	1.42	3.73	0.38	2.82	7.41
	6MAX-9		6			4.5	1.37	2.00	0.032	0.22	0.44	2.02	0.22	0.86	3.94
	9MAX-9		9			4.5	1.90	2.67	0.023	0.15	0.27	1.75	0.15	0.32	2.10



〈그림 5〉 ATC-63 성능평가 절차

5. 내진성능평가

본 연구는 RBS-B 접합부를 갖는 중간모멘트골조 시스템이 적절한 붕괴 안정성을 보유하고 있는지 여부를 평가하기 위하여, ATC-63⁽⁶⁾에 의하여 개발된 내진성능평가 방법론에 따라 내진성능평가를 수행하였다.

ATC-63⁽⁶⁾ 프로젝트는 비선형 시간 이력 해석을 이용하여 붕괴 안정성을 평가하는 방법을 고안하였다. 이 방법은 적절한 내진성능을 통하여 최대고려지진하중이 작용할 때 내진시스템이 허용할 수 있는 낮은 붕괴확률을 갖도록 함으로서 건물 붕괴방지를 통한 인명보호를 최우선의 목표로 하고 있다.

ATC-63 내진성능방법은 예상되는 지진하중에 대한 대상 건물의 붕괴여유비(Collapse Margin Ratio, CMR)가 요구 수준에 도달하는지 여부를 통하여 건물의 내진성능을 평가

하게 되는데 이를 위해 대상 시스템의 비선형 동적해석과 해석의 신뢰성을 바탕으로 평가가 요구된다. ATC-63 내진성능평가의 주요 절차를 그림 5에 간략하게 정리하였다.

5.1 비선형 동적해석(Nonlinear Dynamic Analysis)

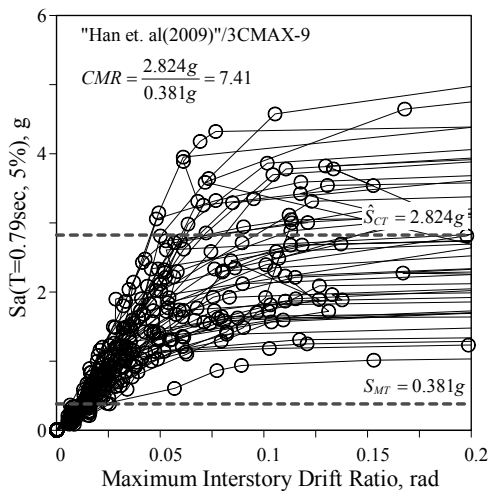
본 연구는 대상골조의 붕괴 강도를 찾기 위하여 Vamvatsikos와 Cornell⁽¹⁴⁾에 의해 개발된 증분동적해석(Incremental Dynamic Analysis, IDA)을 이용하였다. IDA는 구조물의 응답이 탄성에서 붕괴가 발생할 때까지 지반가속도를 증가 시켜가며 비선형 동적해석을 수행하는 방법으로 시스템의 붕괴 시점을 파악할 수 있다. 해석을 위한 소프트웨어는 OpenSees 프로그램(Mazzoni et al.⁽¹⁵⁾)을 이용하였다.

동적해석에 사용된 지진파는 대상 건물이 단층 인접지역에 위치하지 않는다는 가정아래, ATC-63⁽⁶⁾에서 제공하는 44개의 원거리 기록(Aappendix A)을 사용하였다. 여기서 44개의 지진파는 PEER NGA 데이터 베이스의 지진파 중, 강한 지반운동을 대표하는 6.5M-7.9M의 지진도를 갖는 지반운동 기록을 선택하였다.

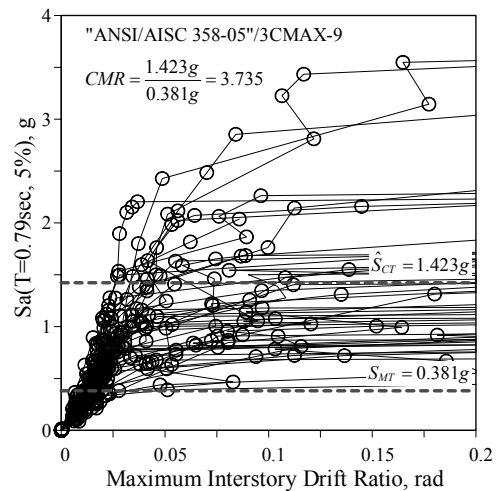
해석에서 시스템의 감쇠는 5% rayleigh 감쇠비를 사용하였고 고유주기(Natural Period, T_n)는 약산식에 따라 구한 고유주기(T_a)에 주기상한계수(C_u)를 곱한 값을 사용하였다.⁽¹³⁾

5.2 붕괴여유비(Collapse Margin Ratio) 산출

본 연구에서는 IDA 를 통하여 44개 지반운동 데이터에 대한 붕괴강도(Collapse Intensity, S_{CT})를 얻었고 이를 이용하여 대상 골조의 중간붕괴강도(Median Collapse Intensity,



(a) "Han et. Al(2009)"의 3C MAX-9 모델의 IDA 해석 결과



(b) "ANSI/AISC 358-05"의 3C MAX-9 모델의 IDA 해석 결과

〈그림 6〉 3C MAX-9 모델의 IDA 해석결과

\hat{S}_{CT} 를 찾았다. 여기서 중간붕괴강도란, 골조의 붕괴강도에 대한 누적분포함수(Cumulative Distribution Function, CDF)에서 붕괴확률이 50%일 때의 강도를 의미한다.

대상골조의 내진 안정성을 평가하는 지표인 CMR 은 최대고려지진 강도(Maximum Considered Earthquake Intensity, S_{MT})에 대한 중간붕괴강도(\hat{S}_{CT})의 비로써 식 (5)와 같이 계산된다.

$$CMR = \frac{\hat{S}_{CT}}{S_{MT}} \quad (5)$$

여기서 S_{MT} 는, 내진설계범주에 따른 최대고려지진 하중이다. 위의 절차에 따라 산정한 각 대상골조의 \hat{S}_{CT} 와 S_{MT} 에 따라 CMR 을 산정하였으며 그 결과는 표 2와 같다.

그림 6은 지진구역이 SDC C_{max} 이고 보의 경간너비가 9m인 3층 골조(3C MAX-9)에 대하여 "ANSI/AISC 358-05"와 "Han et. al(2009)"의 IDA 해석결과를 예로 나타냈다. 두 골조의 \hat{S}_{CT} 는 각각 1.42g, 2.82g이고, S_{MT} 가 0.38g이므로 CMR 은 각각 3.73과 7.41이다.

다음으로 독특한 스펙트럼 형상을 갖는 지진파에 따른 하중의 과대평가를 보정하기 위하여 각 대상골조의 CMR 을 스펙트럼 형상계수에 의해 식 (6)에 따라 보정한 붕괴여유비(Adjusted Collapse Margin Ratio, ACMR)를 얻었다.

$$ACMR = SSF \times CMR \quad (6)$$

ATC-63 방법론은 건물의 설계 시 고려한 최대지진하중

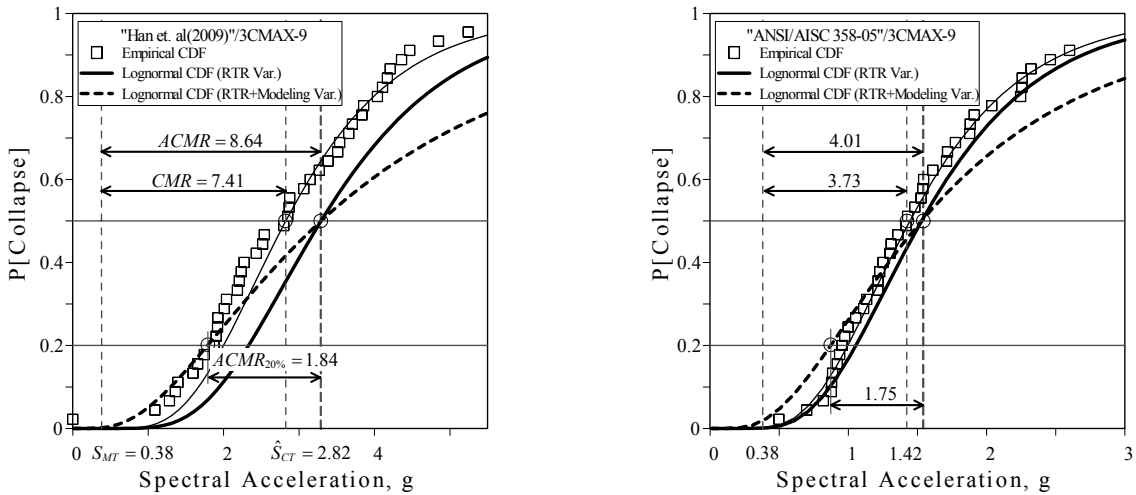
에서 시스템이 붕괴할 확률에 대하여 각 개별 건물의 경우 20% 그리고 성능그룹의 평균은 10% 이하로 규정하고 있다. 산정한 붕괴여유비의 허용 기준을 얻기 위하여 10%와 20%의 붕괴확률을 갖는 붕괴여유비($ACMR_{10\%}$, $ACMR_{20\%}$)를 구하였다. 여기서 $ACMR_{10\%}$, $ACMR_{20\%}$ 은 전체 시스템 불확실성(Total System Collapse Uncertainty, β_{TOT})을 반영하였다.

대상골조의 붕괴강도는 β_{TOT} 을 표준편차로 갖는 로그정규 분포 형태를 취하며 수학적으로 표기하면 " $N(\ln(\hat{S}_{CT}), \beta_{TOT})$ "와 같다. 그림 7은 IDA 해석을 이용하여 얻은 "3C MAX-9" 골조의 붕괴강도의 로그정규분포를 CDF 로 나타낸 붕괴취약도 곡선(Collapse Fragility Curve)이다. 여기서 실선은 지진파선택에 따른 불확실성(Record to Record Uncertainty, β_{RTR})만을 반영한 붕괴취약도 곡선이고 점선은 β_{TOT} 를 반영한 붕괴취약도 곡선이다. 이를 바탕으로 골조의 실제 붕괴취약도를 예상할 수 있다.

본 연구는 ATC-63⁽⁶⁾의 Table 7-3에 따라 허용 붕괴여유비를 산정하였고 각 대상골조와 성능그룹의 평균에 대하여 붕괴여유비가 요구값을 만족하는지 평가하였다.

5.3 붕괴안정성 평가

본 연구의 내진성능평가 결과를 표 3에 나타냈다. 표 3에서 현행규준에 따라 설계한 "ANSI/AISC 358-05"의 대상골조 중에 6C MAX-6 와 9C MAX-6 모델의 ACMR 은 각각 1.61와 1.66으로 요구값인 1.73보다 낮은 값을 보였다. 이는 "ANSI/AISC 358-05" 일부 대상골조의 내진성능이 ATC-63에서 제시하고 있는 성능수준을 만족하지 못하고



(a) “Han et. al. (2009)”의 3C MAX-9 모델의 붕괴취약도곡선

(b) “ANSI/AISC 358-05”의 3C MAX-9 모델의 붕괴취약도곡선

〈그림 7〉 3C MAX-9 모델의 붕괴취약도곡선

〈표 3〉 해석모델에 대한 내진성능평가 결과

Performance Group	Archetype ID	Bay Size	SDC	No. of Stories	ANSI/AISC 358-05				Han et al. (2009)			
					ACMR	Accept. ACMR	P(C S _{MT})	Pass/Fail	ACMR	Accept. ACMR	P(C S _{MT})	Pass/Fail
Group 1	3MIN-6	6m	C _{min}	3	2.82	1.73	0.055	Pass	3.52	1.75	0.029	Pass
	6MIN-6			6	2.31	1.74	0.102	Pass	3.26	1.80	0.045	Pass
	9MIN-6			9	1.85	1.72	0.172	Pass	3.06	1.75	0.046	Pass
	Mean of Performance Group					2.33	2.31	0.080	Pass	3.28	2.38	0.035
Group 2	3MAX-6	6m	C _{max}	3	4.74	1.73	0.008	Pass	4.87	1.77	0.010	Pass
	6MAX-6			6	1.61	1.73	0.232	Fail	2.91	1.77	0.057	Pass
	9MAX-6			9	1.66	1.73	0.218	Fail	2.35	1.78	0.106	Pass
	Mean of Performance Group					2.67	2.30	0.035	Pass	3.38	2.39	0.023
Group 3	3MIN-9	9m	C _{min}	3	2.61	1.75	0.073	Pass	4.02	1.79	0.022	Pass
	6MIN-9			6	3.42	1.80	0.038	Pass	5.27	1.84	0.011	Pass
	9MIN-9			9	2.55	1.75	0.079	Pass	3.74	1.80	0.029	Pass
	Mean of Performance Group					2.86	2.36	0.060	Pass	4.34	2.43	0.018
Group 4	3MAX-9	9m	C _{max}	3	4.01	1.75	0.019	Pass	8.64	1.84	0.001	Pass
	6MAX-9			6	2.28	1.76	0.110	Pass	4.82	1.84	0.015	Pass
	9MAX-9			9	1.96	1.74	0.154	Pass	2.53	1.84	0.101	Pass
	Mean of Performance Group					2.75	2.35	0.043	Pass	5.33	2.49	0.005

있어 현재 RBS-B 접합부 설계기준으로 설계한 기존 구조물의 내진능능이 지진하중에 취약할 수 있음을 알 수 있다.

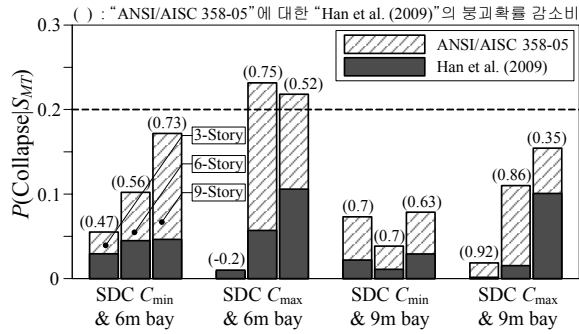
반면, 한상환 등⁽⁵⁾의 제안식을 적용한 “Han et al.(2009)”의 경우, 모든 대상골조가 요구값 이상의 ACMR 을 갖게 되어 한상환 등⁽⁵⁾의 설계식을 적용한 경우 구조물의 내진성능이 ATC-63에서 제시하고 있는 성능수준을 만족하여 기존 설계식의 문제점을 보완 할 수 있음을 알 수 있다.

이러한 결과는 현행기준의 RBS-B 설계방법이 IMF 시스템에서 요구되는 총 회전각 0.02 rad을 만족하지 못했기 때문에 “ANSI/AISC 358-05”그룹의 대상골조에 불안정을 유

발했음을 알 수 있고 “Han et al.(2009)”그룹의 경우 한상환 등⁽⁵⁾의 제안식을 사용하여 RBS-B 접합부에 충분한 회전 성능을 발휘하였기 때문에 모멘트골조가 충분한 안정성을 보인다는 것을 확인할 수 있었다.

본 연구는 골조의 내진성능을 확률에 근거하여 표현하기 위하여 각 대상골조의 최대고려지진하중에 의한 붕괴확률을 식 (7)과 같이 산정하였다.

$$P(Collapse|S_{MT}) = \Phi \left(\frac{\ln(S_{MT}) - \ln(\hat{S}_{CT} \times SSF)}{\beta_{TOT}} \right) \quad (7)$$



〈그림 8〉 “ANSI/AISC 358-05”와 “Han et al.(2009)”의 최대고려 지진하중에 의한 붕괴확률 비교

그 결과, 표 3과 그림 8에서 보는 것과 같이 위에서 지적한 두 골조(“ANSI/AISC 358-05”의 6CMAX-6와 9CMAX-6 모델)의 붕괴확률은 23%과 22%을 나타냈고 이를 제외하면 다른 골조들의 붕괴확률은 20% 이하를 보였다. 그리고 모든 성능그룹의 평균 붕괴확률은 10% 이하를 보여 두 골조의 결과를 제외한 모든 평가 지표에서 ATC-63⁽⁶⁾의 요구조건을 만족하였다.

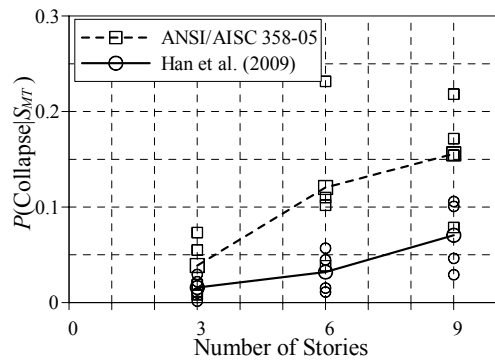
다음으로 최대고려지진하중에 의한 붕괴확률을 통하여 각 대상골조의 성능을 비교 분석하였다.

그림 8은 “ANSI/AISC 358-05”와 “Han et al.(2009)”의 최대고려지진하중에 의한 붕괴확률 비교한 것으로 3CMAX-6 모델을 제외한 전체 골조에서 현행규준을 사용한 “ANSI/AISC 358-05”이 제안식을 적용한 “Han et al.(2009)” 보다 높은 붕괴확률을 보였다. 특히 3CMAX-9 골조의 경우 제안식을 반영하였을 때 붕괴확률이 92% 감소를 하였다. 이를 바탕으로 RBS-B 접합부를 설계할 때 한상환 등⁽⁵⁾의 설계식을 반영하는 경우 중간모멘트골조의 요구성능을 만족함과 함께 현행설계 방법보다 내진성능이 향상되는 것을 확인할 수 있다.

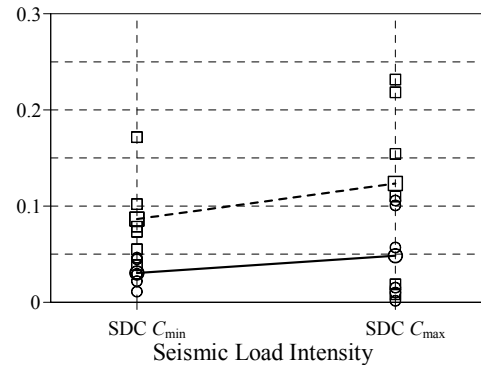
그림 9 (a)는 층수에 따른 붕괴확률을 비교한 것으로 층수가 높은 건물일수록 높은 붕괴확률을 보였다. 이는 층수의 증가에 따른 고차모드의 영향과 고층일수록 하중이 증가하여 P-Δ 영향이 상대적으로 커지기 때문으로 사료된다.

그림 9 (b)는 지진구역에 따른 붕괴확률을 비교한 것으로 낮은 지진구역에서 설계한 건물보다 높은 지진구역에서 설계한 건물이 높은 붕괴확률을 보였다. 이는 Luco와 Cornell⁽¹⁶⁾의 결과와 유사한 것으로 높은 지진구역일수록 접합부의 파단에 따른 요구 회전각이 증가하기 때문으로 판단된다.

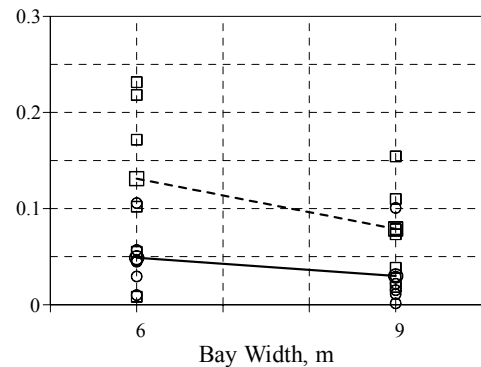
그림 9 (c)는 보의 경간너비에 따른 붕괴확률을 비교한 것으로 경간너비가 좁은 건물이 넓은 건물보다 높은 붕괴확률을 보였다. Roeder⁽¹⁷⁾에 따르면 보의 경간너비가 좁을수록



(a) 층수에 따른 붕괴확률



(b) 지진구역에 따른 붕괴확률



(c) 보 경간너비에 따른 붕괴확률

〈그림 9〉 설계변수에 따른 최대고려지진하중에 의한 붕괴확률 비교

보-기둥 접합부의 소성회전능력이 감소하는 것을 알 수 있다.

이러한 설계변수에 대한 붕괴 확률 경향은 RBS-B 접합부 설계와 관계없이 “Han et al.(2009)”와 “ANSI/AISC 358-05” 모두에서 동일하였다.

6. 결론

본 연구를 통하여 얻은 결론은 아래와 같다.

1. ANSI/AISC 358-05에 따라 RBS-B접합부를 설계한 평가그룹(ANSI/AISC 358-05)의 철골모멘트골조를 ATC-63 방법에 따라 내진성능평가 한 결과, 전체 모델 중 두 개

모델(6CMAX-6, 9CMAX-6)의 붕괴여유비가 요구기준 이하였다.

2. 한상환 등⁽⁵⁾의 설계식을 반영하여 RBS-B접합부를 설계한 평가그룹(Han et al.(2009))의 철골모멘트골조의 경우, 모든 대상모델의 붕괴여유비가 요구기준 이상이였다.
3. 성능평가 결과에 따르면 기존연구의 제안식에 따른 “Han et al.(2009)”의 대상골조는 현행기준에 따른 “ANSI/AISC 358-05” 보다 전체적으로 최대고려지진하중에서 붕괴확률이 낮게 나타났으며 크게는 92%까지 차이를 보였다. 이는 한상환 등⁽⁵⁾의 설계식을 반영하여 RBS-B접합부를 설계한 경우 기존보다 철골모멘트골조의 내진성능이 향상되는 것을 알 수 있다.
4. 대상골조는 층수가 높을수록, 높은 지진구역일수록 그리고 보의 경간너비가 좁을수록 최대고려지진하중에 의하여 붕괴확률이 높았다.

본 연구를 통하여 RBS-B접합부의 설계에 대한 현행기준(ANSI/AISC 358-05⁽⁷⁾)이 적절한 붕괴 안정성을 확보에 문제점이 있음을 확인하였다. 반면에 한상환 등⁽⁵⁾의 설계식을 반영할 경우 모멘트저항골조의 내진성능이 향상하여 적절한 붕괴 안정성을 확보하는 것을 내진성능평가를 통하여 입증하였다.

감사의 글

이 연구는 교육과학기술부(MEST) 우수연구센터 육성사업인 한양대 친환경건축센터(R11-2005-056-040020-0)의 지원과 국토해양부 한국건설교통기술평가원이 시행하는 첨단도시개발사업(과제번호:07도시재생B04)의 지원을 받아 수행된 연구임.

참고 문헌

1. FEMA., “Recommended seismic design criteria for new steel moment frame buildings,” FEMA 350, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., 2000.
2. AISC., “Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications. (ANSI/AISC 358),” American Institute of Steel Construction Inc. (AISC), Chicago, IL., 2005.
3. Han, S.W., Moon, K.H., and Stojadinovic, B., “Design equations for moment strength of RBS-B connections,” *Journal of Constructional Steel Research*, 65 (2009), 1087-1095, 2009.
4. 문기훈, 최병길, 황성훈, 한상환, “웨브를 볼트 접합한 보 플랜지 절취형 접합부의 회전능력평가,” 대한건축학회 논문집 구조계, 제 25권, 제 11호, 71~78, 2009.
5. 한상환, 문기훈, 황성훈, 최병길, “IMF 시스템에 적용하기 위한 RBS-B 접합부의 설계기준 제시,” 대한건축학회 논문집 구조계, 제 25권 제 11호, 79~86, 2009.
6. ATC., “Quantification of building seismic performance factors,” ATC-63, Applied Technology Council, Redwood City, CA., 2005.
7. AISC., “Seismic provisions for structural steel buildings including Supplement No. 1. (ANSI/AISC 341),” American Institute of Steel Construction Inc. (AISC), Chicago, IL., 2005.
8. Gupta, A., and 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, 1999.
9. Ibarra, L. F., “Global collapse of frame structures under seismic excitations,” *John A. Blume Earthquake Engineering Center, Rep. No. 152*, Dept. of Civil and Environmental Eng. Stanford Univ., Palo Alto, CA., 2005.
10. Lignos, D., and Krawinkler, H., Sidesway collapse of deteriorating structural systems under seismic excitations, Phd dissertation, Dept. of Civil and Environmental Eng. Stanford Univ., 2008.
11. Tremblay, R., Tchegotarev, N., and 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, 1997.
12. Lee, C.-H., Jeon, S.-W., Kim, J.-H., and Uang, C.-M., “Effects of Panel Zone Strength and Beam Web Connection Method on Seismic Performance of Reduced Beam Section Steel Moment Connections,” *Journal of Structural Engineering*, 131(12), 1854-1865, 2005.
13. ASCE., “Minimum design loads for buildings and other structures. (ASCE/SEI 7-05),” American Society of Civil Engineers (ASCE), Reston, VA., 2005.
14. Vamvatsikos, D., and Cornell, C. A., “Seismic performance, capacity and reliability of structures as seen through incremental dynamic analysis,” *John A. Blume Earthquake Engineering Center, Rep. No. 151*, Dept. of Civil and Environmental Eng. Stanford Univ., Palo Alto, CA., 2005.
15. Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M. H., and Fenves, G. L. OpenSees command language manual, The Univ. of California, Berkeley, Calif., 2007 <http://opensees.berkeley.edu/index.php>.
16. Luco, N., and Cornell, C. A., “Effects of connection fractures on SMRF Seismic drift demands,” *Journal of Structural Engineering*, 126(1), 127-136, 2000.
17. Roeder, C. W., “State of the Art Report on Connection Performance,” *Rep. No. FEMA-355D*, SAC Joint Venture, 2000.

부 록

대상골조의 부재치수*

Floor	ID	Column		Girder	ID	Column		Girder
		Exterior	Interior			Exterior	Interior	
1	3MIN-6	W360**X91***	W360X134	W360X32.9	3MIN-9	W360X179	W360X216	W530X92
2		W360X91	W360X134	W360X32.9		W360X101	W360X110	W530X74
3		W360X91	W360X134	W310X28.3		W360X101	W360X110	W460X52
1	6MIN-6	W360X134	W360X162	W460X68	6MIN-9	W360X196	W360X262	W690X125
2		W360X134	W360X162	W460X68		W360X162	W360X179	W690X125
3		W360X134	W360X162	W460X68		W360X162	W360X179	W690X125
4		W360X101	W360X110	W460X52		W360X162	W360X179	W610X101
5		W360X101	W360X110	W360X32.9		W360X162	W360X179	W460X68
6		W360X101	W360X110	W310X28.3		W360X101	W360X110	W460X52
1	9MIN-6	W360X196	W360X237	W530X74	9MIN-9	W360X237	W360X314	W690X125
2		W360X162	W360X179	W530X74		W360X237	W360X237	W690X125
3		W360X162	W360X179	W530X74		W360X237	W360X237	W690X125
4		W360X162	W360X179	W530X74		W360X237	W360X237	W690X125
5		W360X162	W360X179	W530X74		W360X237	W360X237	W690X125
6		W360X110	W360X122	W460X68		W360X237	W360X237	W690X125
7		W360X110	W360X122	W460X52		W360X162	W360X162	W530X82
8		W360X91	W360X122	W410X46.1		W360X162	W360X162	W460X68
9		W360X91	W360X122	W310X28.3		W360X134	W360X134	W460X52
1	3MAX-6	W360X134	W360X196	W460X68	3MAX-9	W360X262	W360X347	W690X125
2		W360X134	W360X196	W460X68		W360X196	W360X196	W610X113
3		W360X134	W360X196	W460X52		W360X196	W360X196	W530X101
1	6MAX-6	W360X147	W360X179	W530X74	6MAX-9	W360X287	W360X382	W760X134
2		W360X147	W360X179	W530X74		W360X162	W360X216	W760X134
3		W360X147	W360X179	W530X74		W360X162	W360X216	W760X134
4		W360X110	W360X134	W530X74		W360X162	W360X179	W760X134
5		W360X110	W360X134	W410X46.1		W360X162	W360X179	W530X85
6		W360X110	W360X134	W360X32.9		W360X122	W360X179	W530X66
1	9MAX-6	W360X237	W360X262	W610X92	9MAX-9	W360X382	W360X421	W760X161
2		W360X237	W360X262	W610X92		W360X287	W360X314	W760X161
3		W360X237	W360X262	W610X92		W360X287	W360X314	W760X161
4		W360X237	W360X262	W610X92		W360X287	W360X314	W760X147
5		W360X237	W360X262	W530X85		W360X196	W360X196	W760X147
6		W360X162	W360X237	W460X68		W360X196	W360X196	W760X134
7		W360X162	W360X237	W460X68		W360X196	W360X196	W690X125
8		W360X122	W360X162	W410X38.8		W360X196	W360X196	W530X82
9		W360X122	W360X162	W310X32.7		W360X134	W360X134	W460X52

*ASTM A6M 참고, **츨(mm) ***단위츨량(N/mm)