철골중간모멘트골조의 붕괴성능 I

Collapse Capacities of Steel Intermediate Moment-Resisting Frames I

박진영* · 이원호** · 김형준***

Park, Jin-Young*, Yi, Waon-Ho**, Kim, Hyung-Joon***

Abstract

Domestic structural design code, KBC2009 specify the criteria for satisfying life safety level in design earthquake. But criteria for satisfying collapse prevention level in maximum considered earthquake are stated allusively. This study designed and modeled three prototype structure of steel intermediate moment resisting frame classified with the number of story. Through nonlinear time history analysis, adequacy of life safety level in design earthquake and collapse prevention level in maximum considered earthquake are evaluated in this study. global and local dynamic response of prototype structures were observed changing the plastic deformation capacity which is one of the most important factor in collapse capacity to achieve two seismic capacity goals; life safety level in design earthquake and collapse prevention level in maximum considered earthquake.

Key words : Steel intermediate moment resisting frame, Performance based seismic design, Plastic deformation capacity, Collapse Capacity

요 지

국내 구조기준인 KBC2009는 성능기반설계의 설계지진에서의 인명안전수준을 만족시키기 위한 기준은 명시적으로 제시하고 있지만 최대급지진에서의 붕괴방지수준을 만족하기 위한 기준은 암시적으로 제시하고 있다. 따라서 본 연구에서는 층수별로 구분된 세 개의 철골중간모멘트골조의 표본건물을 설계 및 모델링하였다. 비선형 시간이력해석을 통하여 설계지진에서의 인명안전수준의 만족여부와 최대급지진에서 붕괴방지수준의 만족여부를 조사하였다. 그리고 이러한 내진성능목표들을 달성하기 위한 붕괴성능에 가장 큰 영향을 미치는 변수인 저층부 기둥의 소성변형능력을 변화시켜 표본건물의 전체적, 국부적 동적응답을 관찰하였다.

핵심용어 : 철골중간모멘트골조, 성능기반 내진설계, 소성변형능력, 붕괴성능

1. 서 론

국내 내진설계기준은 1988년 최초 개정 이래 지진공학의 발전을 바탕으로 지속적으로 수정되어 왔으며, 이에 따라 점차 체계화/세분화되고 있다. 1994년 미국 노스리지(Northridge, U.S.A) 지진과 이듬해 일본에서 발생한 고베(Kobe, Japan) 지진 이후 전세계적으로 설득력을 얻기 시작한 성능기반내진설계(Performance-based seismic design)이 국내 내진설계기준에도 점차 영향을 미치고 있다. 국내 내진설계기준은 성능기반내진설계를 완벽하게 반영하였다고 할 수 없는 사양적 기

준(Prescriptive code) 이기는 하지만 국내에 건설되는 모든 신축구조물이 내진설계기준에서 명시적이거나 암시적으로 정한 최소 하나이상의 내진성능목표를 달성하게끔 하는 최소 기준을 제시하고 있다. 즉, 최신 내진설계기준을 담고 있는 KBC 2009는 국내에 건설되는 모든 신축 구조물이 설계수준의 지진(Design Based Earthquake, DBE)에 대해서는 인명안전(Life Safety)에 해당하는 내진성능이 확보될 수 있도록 최소조건을 명시적으로 제시하고 있다. 이와 함께 모든 신축 구조물이 재현주기 2400의 예상되는 최대급지진(Maximum Considered Earthquake, MCE, 이하 줄여서 최대급지진)에서

*정회원. 서울시립대학교 건축공학과 일반대학원 석사과정(E-mail: jyp6727@gmail.com)
Member. Graduated Student, Department of Architectural Engineering, University of Seoul

**정회원. 광운대학교 건축공학과 교수
Member. Professor, Department of Architectural Engineering, KwangWoon University

***교신저자. 정회원. 서울시립대학교 건축공학과 교수(Tel: +82-2-6490-2763, Fax: +82-2-6490-2749, E-mail: hyungjoonkim@uos.ac.kr)
Corresponding Author. Member. Professor, Department of Architectural Engineering, University of Seoul

붕괴방지(Collapse Prevention) 수준의 내진성능을 확보해야 함을 암시적으로 제시하고 있다. 이는 미국의 구조물 내진설계 기준인 ASCE/SEI 7-10(2010)와도 일치하는 명시적/암시적인 내진성능 목표이다(Luco 등, 2007).

앞에서 언급한 명시적 성능목표(설계지진에 대한 인명안전 내진성능)와 암시적 성능목표(최대급 지진에서 붕괴방지를)를 편의상 각각 CR 1과 CR 2라고 할 때, KBC 2009에 의해 설계된 신축 건축구조물이 CR 1, CR 2를 동시에 만족하는지에 대한 평가가 필요하다. 본 연구에서는 국내에서 철골구조물 중 널리 사용되고 있는 중간모멘트저항골조를 대상으로 설계 지진 시의 내진성능과 최대급지진 시의 내진성능을 조사하고, KBC 2009의 내진설계 요구조건에 따라 저항시스템을 설계한 후, 설계지진과 최대급 지진 시의 내진성능 파악을 위한 비선형시간이력해석모델을 수립하고, 선택된 일련의 역사지진파를 각 지진위험도에 어울리도록 지정하여 해석모델에 가력하여 시간이력응답을 계산하였다. 지붕층 변위, 최대층가속도, 최대층속도 등 다양한 구조물의 시간이력응답을 이용할 수 있지만, 본 연구에서는 현행 국내내진설계기준과의 연관성을 고려하여 최대층간변위각에 집중하여 평가하였고, 내진설계 기준에서 제시하고 있는 명시적/암시적 내진성능목표, CR 1과 CR 2의 부합여부를 조사하고자 하였다. 철골중간 모멘트 골조의 붕괴성능과 본 논문의 목적과의 연관성에 대한 이해

를 높이기 위하여 본 논문은 철골중간모멘트골조의 붕괴성능에 대한 연속한 두 편의 논문 중 첫 번째 논문임을 우선 밝히 둔다. 연속된 두 편의 논문 중 첫 번째로 본 연구는 설계지진과 최대급지진에 대한 응답을 비교하고 내진성능목표(CR 1과 CR 2)와의 부적합성 여부와 함께 붕괴성능에 가장 큰 영향을 미치는 지배인자가 붕괴성능에 미치는 영향을 정량적으로 분석하여 현행 내진 설계기준에서 요구하는 두 가지 내진성능목표(CR 1과 CR 2)에 부합하도록 하는 지배인자의 요구조건을 도출하는 연구를 수행하였다.

2. 표본건물 설계 및 해석 모델

2.1 표본건물의 내진설계

철골중간모멘트골조의 붕괴성능파악과 내진성능목표와의 부합성 평가를 위하여 본 연구에서는 Fig. 1과 같이 평면의 모양은 같으나 높이가 다른 세가지 표본건물을 선정하였다. 표본건물은 가로와 세로방향으로 6 m 간격의 세 개의 스패의 총 18 m의 정방형 평면과 3.6 m의 층높이의 5층, 10층, 15층 높이의 골조에서는 철근콘크리트 전단벽의 엘리베이터 코아에 있는 것이 보편적이므로, 순수 철골 중간모멘트 골조만으로 지진력에 저항하는 경우는 거의 없지만, 철골중간모멘트골조만의 붕괴성능과 기준의 목표성능과의 부합여부를 평가한

Fig. 1. Plan and Elevation of Prototype Structures.

Table 1. Column and Beam Member Sizings

Floor	Columns		Floor	Beams
	Exterior	Interior		
5 Story prototype structure			5 Story prototype structure	
1~2F	H 248×249×8/13	H344×348×10/16	1F	H396×199×7/11
3~5F	H 200×200×8/12	H248×249×8/13	2~3F	H350×175×7/11
10 Story prototype structure			4~5F	H346×174×6/9
1~2F	H304×301×11/17	H350×357×19/19	10 Story prototype structure	
3~4F	H300×300×10/15	H304×301×11/17	1F	H400×200×8/13
5~7F	H250×255×14/14	H344×348×10/16	2F	H354×176x8/13
8~10F	H200×204×12/12	H208×202×10/16	3~7F	H350×175×7/11
15 Story prototype structure			8~10F	H346×174×6/9
1~3F	H310×305×15/20	H406×403×16/24	15 Story prototype structure	
4~6F	H304×301×11/17	H350×357×19/19	1F	H404×201×9/15
7~9F	H300×305×15/15	H310×305×15/20	2~8F	H396×199x7/11
10~12F	H250×250×9/14	H344×348×10/16	9~11F	H354×176×8/13
13~15F	H200×200×8/12	H 248×249×8/13	12~15F	H346×174×6/9

다는 본 연구의 목적을 달성하기위하여 추가한 것이며, 부가적으로 철골중간모멘트골조의 주기에 따른 전반적인 내진성능의 변화를 추정하기 위하여 표본건물로 선정하였다.

표본건물은 중력저항요소와 횡력저항요소를 비교적 명확하게 구분하는 미국 서부와 일본과 같은 강진국가와 달리, 국내 철골모멘트골조의 일반적인 구조설계 관행을 고려하여, Fig. 1과 같이 표본건물의 모든 보-기둥 접합부가 지진력을 포함한 횡력과 중력하중에 저항하는 구조형식을 취하였다. 본 연구에서는 내부 철골 기둥과 보로 구성된 골조시스템을 대상 지진력저항시스템을 설정하고 해석 및 내진성능평가를 수행하고자 한다.

표본건물은 일반 사무용 건물로 서울의 S_D 지반에 위치한 것으로 가정하였다. S_D 지반을 연구의 대상으로 정한 이유는 설계된 표본건물들이 S_D 지반에서 내진설계범주D에 속하기 때문이다. 해외기준인 ASCE/SEI 7-10(2010)에서는 내진설계범주D에서 해당 시스템의 적용 가능여부와 구조물의 높이제한을 제안하고 있고 철골중간모멘트골조의 높이제한은 10.5 m 이다. 하지만 우리나라의 내진기준인 KBC2009에서는 내진 시스템의 적용 가능여부를 제시하고 있지만 높이 제한은 제시하고 있지 않다. 따라서 S_D 지반위에 건축된 10.5 m이 넘는 철골중간모멘트골조에 대해서 그 붕괴성능을 조사할 필요가 있다.

최대급 지진과 설계지진에 대한 단주기와 1초 주기의 탄성 가속도 응답스펙트럼과 표본건물의 지진력 저항시스템 설계에 필요한 설계변수(반응수정계수 R , 변위증폭계수 C_d , 초과강도계수 Ω_o , 중요도 계수 I)는 Table 2과 같다.

표본건물의 지진중량은 100% 고정하중과 25% 활하중으로 산정하였으며, 고정하중과 활하중은 층에 상관없이 각각

Table 2. Seismic Design Parameters

FA	SMS	SM1	SDS	SD1
1.36	0.7	0.431	0.499	0.287
F_v	R	C_d	Ω_o	I
1.96	4.5	4	3	1.0

5 kN/m², 4 kN/m²으로 가정하였다. 따라서 그림 1의 표본 골조의 평면에 표시된 분담폭 3 m를 고려한 선택된 평면 철골중간모멘트골조의 지진중량은 층당 562 kN이므로, 5층 10층, 15층의 지진력 저항시스템이 저항하여야 하는 총 지진중량은 각각 2810, 5620, 8430 kN이다.

KBC 2009에서 주어진 표본건물의 주기산정을 위한 경험식을 적용하면 5층, 10층, 15층의 표본건물의 기본주기는 각각 1.03, 1.80, 2.49초이며, 초기 부재산정을 위하여 엔지니어의 판단에 따라 경험식으로 구한 표본건물의 기본주기에 주기상한계수를 곱한 값을 이용하여 설계 밀면전단력을 구하고, 응답스펙트럼 절차(Response spectrum procedure)를 반복적으로 수행하여 부재크기를 Table 1와 같이 결정하였다.

표본건물설계에서는 일반적인 철골모멘트 골조에서 사용하는 기초접합인 핀접합으로 가정하였다. Table 3은 결정된 부재크기를 사용하여 고유치해석을 통하여 구한 5층, 10층, 15층 철골중간모멘트골조의 중요 모드별 주기, 모드참여계수, 모드참여질량비를 정리하였다. 각 표본건물의 고유치해석을 통하여 구한 1차주기에 대한 경험식으로 구한 주기의 비는 1.97, 1.72, 1.72로 나타났으며, 5층, 10층, 15층 표본건물 모두 2차모드까지의 모드참여질량의 합이 전체 지진질량의 90%를 상회하는 것으로 나타났다.

부재의 설계는 KBC 2009, 0719 “강구조의 내진설계”의 요

Table 3. Modal Properties of Models

		5 Story Prototype Structure	10 Story Prototype Structure	15 Story Prototype Structure
Period, Sec	1st	2.03	3.09	4.29
	2nd	0.68	1.14	1.56
	3rd	0.38	0.64	0.92
Modal Participation Factor	1st	1.59	2.17	2.67
	2nd	0.50	-0.82	-0.99
	3rd	-0.21	-0.42	0.57
Model Participation Masses, %	1st	89	82.5	80.9
	2nd	98	94.2	92.0
	3rd	99	97.3	95.7

구조건에 부합하도록 수행되었다. 사용된 강재는 내진성이 뛰어난 SN 강재를 사용하는 것으로 설계 하였다. 모든 부재의 판폭 두께비는 국부좌굴에 대하여 콤팩트단면의 기준을 만족 하며, 보의 상하플랜지는 충분한 강성과 강도를 가진 횡지지가새를 사용하여 KBC 2009, 0713.10.8.에서 제시된 간격에 따라 횡지지 하였다. 기둥의 비탄성거동을 제한하고, 비탄성 변형능력이 상대적으로 우수한 보의 소성힌지영역에서 소성 거동을 유도하기 위한 기둥-보 모멘트비에 대한 요구조건은 본 표본건물(철골중간모멘트골조)에는 해당사항이 없기 때문에 이를 적용하지 않았다.

이상에서 언급한 해당지역의 지진위험도와 표본건물의 형상 및 내진설계 변수와 내진기준에서 요구하는 철골중간모멘트골조의 설계요구조건등을 반영하여 최종적으로 부재의 크기를 결정하였다. 5층, 10층, 15층 표본건물의 주요 구조부재 크기를 Table 1에 정리하였다. 그리고 Fig. 1에 중력하중과 지진하중의 조합하중에 의한 요구강도에 대한 설계강도의 비 (a_1)와 기둥의 경우 중력하중에 의한 압축요구강도에 대한 설계강도의 비 (a_2)를 함께 표시하였다. 표본 골조의 저층부 대부분의 기둥의 a_2 값이 0.4를 상회하는 것으로 나타나 과도한 압축력에 의한 연성능력이 떨어질 수 있음을 보여주고 있다.

2.2 표본건물의 해석모델

구조물 지진해석은 설계지진혹은 최대급 지진과 같이 주어진 기간동안 발생할 수 있는 확률(혹은 재현주기)로 정의되는 지진위험도에 대한 구조물의 평균응답(기대응답, Expected response)을 예측하기 위한 것이다. 따라서 확률적인 안전율이 가미된 강재의 특성값을 사용하기보다는 지진 발생시 강재가 발휘할 수 있는 가장 큰 기대값을 가지는 특성 값을 해석모델에 사용하여야 한다. 이를 위하여 본 연구에서는 국내에서 사용되고 있는 강재의 인장실험을 바탕으로 한 평균 예상항복강도와 탄성계수를 사용하였다. 김종락 등(2000)의 연구에서는 표본 골조 설계에 사용된 강재인 SS400과 SM490

의 평균 항복강도와 이에 대한 표준편차를 제시하였고, SS400의 평균항복강도는 330 Mpa, 표준편차는 20 Mpa, SM490의 평균항복강도는 390 Mpa, 표준편차는 30 Mpa이다. 두 강종 모두 평균 탄성계수는 206000 Mpa, 표준편차는 9300 Mpa이다.

SS400강재와 SM490의 공칭 항복강도는 각각 235 Mpa, 325 Mpa이며 따라서 공칭항복강도 대비 실험에서 제시한 평균항복강도비는 1.40, 1.20이다. 이는 강구조내진설계기준(KSSC 2009)에서 제시하고 있는 1.1과 다소 차이가 있으나 해석 모델의 정확한 거동을 모사하기 위하여 실제 실험 결과 도출된 평균항복강도를 사용하였다.

구조물의 내진성능을 수치적으로 평가하고자 할 때, 해석모델은 지진발생 시 구조물의 중요한 지진응답을 만족할 만한 수준의 정확도로 예측할 수 있도록 구조부재의 주요한 이력거동을 적절하게 모사할 수 있어야 한다. 하지만 구조물의 지진응답에 영향을 주는 구조부재의 이력거동을 해석모델상에 정확하게 구현하기는 계산시간과 하드웨어와 소프트웨어 능력을 고려할 때 현실적으로 거의 불가능하다. 이런 현실적인 문제를 반영하여, 지진해석에 사용되는 해석모델은 합리적이고 타당한 가정을 적용하여 해석의 목적에 맞게 단순화/간략화의 과정을 겪게 된다.

KBC 2009의 내진성능목표 CR 1은 설계지진에 대한 인명 안전수준이며, 본 논문의 중요도Ⅱ인 표본건물에 대해서는 이를 만족시키기 위하여 최대층간변위각을 0.02으로 제한하고 있다. 물 이와 함께 KBC 2009에서는 “철골중간모멘트골조의 보-기둥접합부는 탄성층간변위각에 대하여 과도한 강도저감(최대내력의 20%이상)이 발생하지 않도록 설계되어야 한다.”라고 규정되어 있다. 따라서 KBC 2009에 의해 적절하게 설계된 철골중간모멘트골조에 설계지진이 재하되면, 최대층간변위각은 0.02미만이어야 하며, 이때 보-기둥접합부에 강도저감이 거의 발생하지 않아야 한다. 이런 점에 착안하여 철골중간모멘트골조의 CR 1의 부합여부 평가를 위한 해석모델에서는 철골구조부재의 강도저감을 고려하지 않은 이선형 또는 삼선형의 단순화된 탄소성 해석모델을 사용할 수 있고, 계산시간의 단축과 신뢰성 높은 해석결과를 얻을 수 있다.

CR 1의 부합여부에 대한 평가와 함께, 본 연구에서는 내진설계기준에서 제시하고 있는 구조물 내진성능목표 CR 1뿐만 아니라 최대급지진에 대한 붕괴방지에 대한 성능목표인 CR 2에 대해서도 검토 하여야 한다. 이에 따라 강도저감이 발생하지 않는 이선형 혹은 삼선형 탄소성 해석 모델만으로는 골조의 붕괴성능을 정확하게 모사할 수 없으므로 0.02이상의 층간변위각에서 강도저감을 모사할 수 있는 구조부재의 해석모델을 수립하였다. 김태완(2012)의 기존연구에서도 본 연구와 유사한 철골중간모멘트골조의 붕괴성능을 해석적으로 평가하였는데, 보 부재는 0.02의 층간변위각을 만족하는 연성도를 가지고 그이상의 층간 변위각에서는 강도저감을 보이는 모델

Fig. 2. Modeling of Structural Members.

링 방법을 채택하였고 기둥은 부재의 연성도에 따른 강도저감을 직접적으로 고려하지 않은 파이버 모델(Fiber model)을 이용하여 FEMA 355F에 따라 평가를 수행하였다. 이에 반해, 본 연구에서는 기둥과 보 부재의 강도저감을 직접적으로 고려할 수 있는 소성힌지절점(Lumped plastic hinge model)을 이용한 선형모델을 사용하였으며, FEMA P695에 의해서도 붕괴성능을 평가하였다. 표본건물과 같은 저층 및 중층 구간의 철골모멘트골조의 횡변위는 주로 보-기둥 패널존의 전단 변형과 보와 기둥 부재의 휨에 의한 탄성 및 소성변형에 의해 발생된다. 철골모멘트골조내 패널존의 거동을 모델링하는 다양한 해석모델이 있지만, 충분한 정확성과 함께 비교적 간단한 방법으로 거동을 예측할 수 있는 Gupta와 Krawinkler(1999)의 모델을 본 연구에서 사용하였다. 이 모델에서 패널존은 Fig. 2와 같이 8개의 절점과 각 절점을 연결하는 강체(Rigid element)로 이루어진 사각형 형상이며, 한 변의 길이는 방향에 따라 보의 춤 d_b 와 기둥의 춤 d_c 로 모델링 하였다. 그림에서 사각형 각 변의 중앙에 위치한 절점은 보 또는 기둥 요소와 패널존이 만나는 접점을 모사한 것이며, 사각형의 네 모서리중 하나에는 탄소성거동의 회전스프링을 위치시키고 나머지 세 절점은 자유로운 회전이 가능한 힌지로 모델링하여 패널존의 전단거동을 예측할 수 있도록 하였다. 탄소성거동의 회전스프링의 항복강도와 항복회전각 등의 거동특성은 Gupta와 Krawinkler(1999)가 제시한 다음 식에 따라 결정하였다.

$$\theta_y = \frac{F_y}{\sqrt{3}G} \quad (1)$$

$$M_y = \frac{F_y}{\sqrt{3}}(0.95d_c d_b t_p) \quad (2)$$

$$\theta_p = 4\theta_y \quad (3)$$

Fig. 3. Force-Deformation Relation in FEMA356.

$$M_p = M_y \left(1 + \frac{3b_c t_{cf}^2}{d_b d_c t_p} \right) \quad (4)$$

여기서 γ_y 는 패널존의 항복전단변형각이고 V_y 는 항복전단강도, M_y 는 회전스프링의 항복모멘트이다. 위 식에서 F_y , G , d_c , t_p , d_b 는 각각 강재의 항복강도, 강재의 전단탄성계수, 기둥의 춤, 패널존의 두께 그리고 보의 춤을 의미한다.

기둥과 보의 해석 요소는 Fig. 2에서 보는 바와 같이 양단부에 위치한 소성힌지와 중앙부의 탄성요소로 구성된다. 소성힌지는 기본적으로 이선형 모델(Bi-linear)을 사용하여 모델링하였으며, 소성힌지 길이 (plastic hinge length)는 기둥과 보의 춤의 1/2로 가정하였다.

최대급 지진시 구조물의 붕괴성능평가에 중요한 영향을 미치는 강도저감을 고려하기 위하여 FEMA 356에서 제시하고 있는 소성변형능력 산정법을 사용할 수 있다(오명호와 김명환, 2013). Fig. 3에 FEMA 356의 부재의 항복이후의 거동을 나타내었고 이는 항복 후 강성, a (=최대강도에서의 변형 θ_p - 항복변형 θ_y), b (= 한계변형 θ_u - 항복변형 θ_y)와 c (= 잔류강도)의 세가지 값으로 결정된다. FEMA 356에서는 특정 실험결과를 사용하지 않는 경우, 일반적인 항복 후 강성을 탄성강성의 3%라는 고정된 값을 제시하고 있다. 반면에 a , b , c 는 부재의 국부좌굴 가능성을 압축하중의 크기에 따라 다른 값을 제시하고 있다. Table 4에는 표본건물의 기둥과 보 중 1층에 위치한 부재의 a , b , c 값을 정리하였다. 표에서 예상압축강도에 대한 요구압축강도의 비인 P_u/P_{CL} 값이 다른부재에 비하여 상대적으로 높은 1층 기둥, 특히 내부 경간에 위치한 기둥 부재의 소성변형능력과 잔류강도가 현저히 떨어짐을 알 수 있다. 이와 같은 기둥의 낮은 소성변형능력은 보의 강도저감이 발생할 수 있는 최대급지진에서 구조물의 내진성능을 심각하게 저하시킬 수 있다. 이는 보의 강도저하가 발생한 이후 구조물의 횡력에 대한 저항능력은 전적으로 기둥부재의 거동에 의존하기 때문이다.

기둥과 달리 요구압축강도가 기둥에 비하여 현저히 낮은 보의 항복회전각 θ_y 의 4-9배의 강도저감없는 소성회전능력이 있다. 이는 일반적인 철골모멘트골조의 탄성층간변위각이 약

Table 4. Plastic Hinge Properties of Members Calculated by FEMA356 Method

	Columns						Beams					
	$b_f/2t_f$	h/t_w	P_u/P_{CL}	a	b	c	$b_f/2t_f$	h/t_w	θ_y	a	b	c
5 Story prototype structure												
1F Exterior	9.58	31	0.22	$1\theta_y$	$1.5\theta_y$	0.2	9.05	53	0.009	$4.9\theta_y$	$6.95\theta_y$	0.27
1F Interior	10.88	35	0.25	$1\theta_y$	$1.5\theta_y$	0.2	9.05	53	0.009	$4.9\theta_y$	$6.95\theta_y$	0.27
10 Story prototype structure												
1F Exterior	8.85	27.36	0.24	$1\theta_y$	$1.5\theta_y$	0.2	7.7	46.8	0.009	$8.53\theta_y$	$10.5\theta_y$	0.56
1F Interior	9.39	18.79	0.33	$1\theta_y$	$1.5\theta_y$	0.2	7.7	46.8	0.009	$8.53\theta_y$	$10.5\theta_y$	0.56
15 Story prototype structure												
1F Exterior	7.6	20.3	0.28	$3.8q_y$	$5.8q_y$	0.2	6.7	41.56	0.009	$9q_y$	$11q_y$	0.6
1F Interior	8.4	25.2	0.36	$1.5q_y$	$2.2q_y$	0.2	6.7	41.56	0.009	$9q_y$	$11q_y$	0.6

0.01이고, 이후 추가적인 층간변위각은 보의 소성변형에 의존한다고 가정하면, 보의 항복회전각의 4~9배의 소성회전능력은 철골중간모멘트골조의 접합부에 대한 요구조건을 충분히 만족하는 수준임을 알 수 있다.

3. 표본건물의 지진응답

현행 내진기준, KBC2009에 따라 설계된 표본철골중간모멘트골조가 명시적 내진성능목표, CR 1(설계지진에 대한 인

명안전수준)과 CR 2(최대급지진에 대한 붕괴방지 수준)를 만족하는지를 조사하기 위하여, 구조물 동적해석 전용프로그램인 RUAUMOKO-2D를 사용하여 비선형 시간이력 해석을 수행하였다(Carr, 2002). RUAUMOKO-2D는 포트란을 기반으로 한 비선형 동적해석 프로그램이다. 텍스트 파일로 구성된 인풋파일을 이용하여 배치(Batch)파일을 이용한 일괄적인 다량의 해석을 하는데 적합한 프로그램이다.

평면과 입면, 사용된 구조부재의 크기 및 형상이 중앙 경간을 기준으로 대칭을 이루고 있으므로 비 정형성이 없다고 판

Table 5. List of Ground Motions Used in Analysis

No	Earthquake	Station	Duration, (sec)	Magnitude	PGA (g)	
	Name				Comp 1	Comp 2
1	Northridge	Beverly Hills - Mulhol	29.99	6.7	0.416	0.516
2	Northridge	Canyon Country-WLC	19.99	6.7	0.410	0.482
3	Duze, Turkey	Bolu	55.9	7.1	0.728	0.822
4	Hector Mine	Hector	45.31	7.1	0.266	0.337
5	Imperial Valley	Delta	99.92	6.5	0.238	0.351
6	Imperial Valley	El Centro Array #11	39.035	6.5	0.364	0.380
7	Kobe, Japan	Nishi-Akashi	40.96	6.9	0.509	0.503
8	Kobe, Japan	Shin-Osaka	40.96	6.9	0.243	0.212
9	Kocaeli, Turkey	Duzce	27.185	7.5	0.312	0.358
10	Kocaeli, Turkey	Arcelik	30	7.5	0.218	0.149
11	Landers	Yermo Fire Station	44	7.3	0.245	0.152
12	Landers	Coolwater	27.965	7.3	0.283	0.417
13	Loma Prieta	Capitola	39.955	6.9	0.529	0.443
14	Loma Prieta	Gilroy Array #3	39.945	6.9	0.555	0.367
15	Superstition Hills	El Centro Imp.Co.	40	6.5	0.358	0.258
16	Superstition Hills	Poe Road (temp)	22.3	6.5	0.446	0.300
17	Cape Mendocino	Rio Dell Overpass	36	7.0	0.385	0.549
18	Chi-Chi, Taiwan	CHY101	90	7.6	0.353	0.440
19	San Fernando	LA-Hollywood Stor	28	6.6	0.210	0.174
20	Friuli, Italy	Tolmezzo	36.345	6.5	0.351	0.315

Fig. 4. Scaling of Ground Motions.

단하여 2D 해석을 수행하였다. 표본건물 모델의 초기강성을 이용한 5% Rayleigh damping 모델을 고유감쇠모델로 사용하였고, 안정적인 해석결과를 얻기 위하여 Newmark-Beta법과 지진파의 측정간격의 절반인 간격으로 해석을 수행하였다 (Chopra, 2001).

본 연구를 위하여, 총 40개(20개 역사지진×두 개의 수평방향성분)의 지진파를 Table 5와 같이 선택하였다. 선택된 40개의 지진파는 FEMA P695에서 사용한 것으로, 지진파별 입력 에너지의 편향성을 제거하기 위하여 탄성속도응답스펙트럼으로 정규화한 지반운동기록이다, Table 1에서 제시하고 있는 국내내진설계기준 상의 설계지진과 최대급지진에 해당하는 지진운동 강도와 부합하도록 Fig. 4에서 나타낸 것 과 같이 보정계수를 사용하여 보정하였다. 각 표본건물의 1차 주기의 0.2배에서부터 1.5배 구간에서 설계지진과 최대급지진에 대한 기준에서 제시하고 있는 가속도 응답스펙트럼과 지진파의 평균 가속도 응답스펙트럼이 유사한 값을 갖게 하는 상수를 보정계수로 선택하였다.

3.1 표본건물의 설계지진(DBE) 응답

5층, 10층, 15층 철골중간모멘트골조의 가력 지진파별 최대 층간 변위각과 그 중간값, 발생 층수를 Fig. 5에서 볼 수 있다. 그림에서 중간값은 굵은 선으로 표시하였다. 최대층간변위각의 중간값은 5층, 10층, 15층 표본건물 각각 0.0127, 0.0113, 0.0102로 층 수가 높아질수록 최대 층간 변위각이 감소하였고 세 표본건물 모두 최대 층간 변위각이 1층에서 발생하였다. 최대층간변위각의 중간값을 나타내는 지진파에서 세 표본건물의 1층기둥은 탄성거동을 하였다. 이는 Table 4에서 제시하고 있는 기둥의 변형능력과 비교할 때, 강도의 저감이 발생하지 않았음을 의미 한다. 즉, 설계 지진에 대해서 철골중간모멘트골조 표본건물의 기둥은 거의 손상이 없는 것으로 나타났다.

최대층간변위각에 대한 해석결과를 통하여, 세 표본건물이

Fig. 5. Maximum Story Drift Angles in DBE.

내진기준에서 제시하고 있는 사용성 평가기준인 0.02 보다 작아 내진성능목표 CR 1을 만족하는 것으로 나타났다. 즉 현행 내진설계기준에 따라 설계된 표본 철골중간모멘트골조는 설계 지진에 대하여 인명안전수준을 만족하였다.

3.2 표본건물의 최대급지진(MCE) 응답

40개 지진파의 시간이력해석을 이용하여 목표내진성능 CR 2(최대급지진에서 붕괴방지수준) 만족여부를 판단하기 위한 기준으로 다음의 두가지 방법을 사용하였다. 첫 번째는 FEMA355F에서 제시하는 표본건물 전체붕괴의 기준 중 하나인 ‘최대층간변위각 0.1이상’을 이용하여 판단하는 방법이다. 40개 지진파의 최대층간변위각중 중간값이 0.1이상일 경우 붕괴방지수준을 만족하지 못하는 것으로 판단하였다. 두 번째로, FEMA 356의 한계소성힌지각을 이용하는 방법이다. FEMA356에서는 앞의 표본건물모델에 사용한 소성힌지의 소성회전능력외에 Fig. 3에서와 같이 각 부재의 붕괴방지성능을 보장하도록 하는 한계소성회전각 θ_{Lim} 을 제시하고 있다. 이를 이용하여 국부적인 붕괴여부를 판단하고자 하였다. 식 (5)의 소성힌지각과 붕괴방지성능을 보장하는 한계소성힌지각의 비인 R_{CP} (Plastic hinge angle ratio of collapse prevention)을 이용하여 R_{CP} 가 1에 도달하면 붕괴방지수준을 만족하지 못하는 것으로 판단하였다.

$$R_{CP} = \frac{\theta_p}{\theta_{Lim} - \theta_y} = \frac{\theta_p}{\theta_{CP}} \quad (5)$$

식 (5)에서 θ_p , θ_{pc} 는 각각 Fig. 3에서 나타낸 바와 같이 각각 소성변형각과, 붕괴방지수준을 만족하기위한 한계소성변형각이다. 최종적으로 위의 구조물 전체의 붕괴, 구조물 국부적인 붕괴기준 두가지를 모두 만족하여야 CR 2를 만족하는 것으로 보았다.

Table 6에서와 같이 5층 10층 그리고 15층 표본건물은 각각 최대급지진에서의 응답에서 최대 층간변위각이 평균 0.041, 0.479, 0.358이고 중간값은 0.018, 0.780, 0.015이었다. 40개 지진파중 0.1이상의 최대층간변위각이 발생한 경우는 5

Table 6. Maximum Story Drift angles in MCE

	5 Story Prototype Structure	10 Story Prototype Structure	15 Story Prototype structure
mean	0.041	0.479	0.358
median	0.018	0.780	0.015
Stdev	0.466	0.449	0.452
$\theta_{max} > 0.1$	17 / 40	21 / 40	17/ 40

Fig. 6. Location of Plastic Hinges with RCP in MCE.

층 표본건물의 경우 17개, 10층 표본건물의 경우 21개, 15층 표본건물의 경우 17개를 나타내었다.

두 번째 기준인 각 부재의 한계소성힌지 변위각을 초과하는 표본건물이 존재하는지 확인 하기 위해서 Fig. 6에 최대급진(MCE)에서 최대층간변위각의 중간값을 나타내는 지진파를 적용한 해석결과를 나타내었다. 각 골조의 소성힌지발생 위치는 보와 기둥에는 원으로 표시하였고, 패널존의 경우에는 검은색 사각형으로 나타내었다. 각 소성힌지에 기록된 숫자는 R_{CP} 을 나타낸다. 세 표본건물 모두 공통적으로 저층부 기둥과 패널존에서 소성힌지가 발생하였다. 예외적으로 15층 건물에서만 보에 소성힌지가 발생하였는데, 저층부(1층, 2층)에 만 적은 수가 분포하였다. 각 표본건물의 R_{CP} 를 살펴 보면 5층 표본건물에서는 1층 기둥에서 모두 1이상의 R_{CP} 를 나타내었고 세 표본 골조중 유일하게 1층 외에 3층의 내부경간 골조의 기둥에서 소성힌지를 발생시켰고 0.30~0.65범위의 R_{CP} 을 나타내었다. 패널존에서는 1층 내부경간에 위치한 패널존이 0.5가 넘는 큰 R_{CP} 를 나타내었고 나머지 패널존은 미미한 소성변형을 일으켰다. 10층 표본건물에서는 저층부 기둥과 2개의 패

Table 7. Relative Moment Strength between Beam and Panelzone

Bay	Floor	M_p , kN·m	M_b , k·Nm	M_p/M_b
10 Story Proto-Type Structure				
Interior	1F	651.7	438.9	1.48
	2F	586.3	337.3	1.74
15 Story Proto-Type Structure				
Exterior	2F	472.2	372.9	1.27
	3F	472.2	372.9	1.27
Interior	1F	710.3	504.2	1.41
	2F	699.2	372.9	1.88
	3F	699.2	372.9	1.88
	4F	646.0	372.9	1.73
	5F	646.0	372.9	1.73
	6F	646.0	372.9	1.73
	7F	472.2	372.9	1.27
	8F	472.2	372.9	1.27
	9F	430.4	337.3	1.28

M_p : Panelzone plastic strength, M_b : Beam plastic strength ($=F_y Z_x$)

널존에서만 소성힌지가 발생하였고 저층부 기둥의 R_{CP} 는 1을 초과하여 붕괴방지성능을 만족하지 못하였다. 15층 표본건물에서는 10층~15층의 외부 패널존과 1층에 위치한 패널존에서 0.002~0.13범위의 미미한 R_{CP} 을 나타내었고 1층과 2층의 외부경간 보에위치한 소성힌지는 R_{CP} 0.02~0.38의 소성변형이 진행되었다. 1층에 위치한 네 기둥에서는 1을 초과하는 R_{CP} 을 나타내었다. 따라서 5층, 10층, 15층 표본건물은 압시적 내진성능목표 CR 2의 첫 번째기준(최대층간변위각 0.1)과 두 번째 기준(R_{CP} 가 1이하)를 만족하지 못하였다.

이상적인 소성힌지분포는 보에 소성힌지가 먼저 발생하고 소성변형이 집중하게 하여 기둥의 손상을 방지하는 것이다. 하지만 세 표본건물 모두 패널존이나 저층부 기둥에 소성변형이 집중되었고, 10층, 15층 표본건물의 경우에는 1층의 기둥이 모두 R_{CP} 가 1을 초과하여 전체붕괴로 이어진 것으로 판단할 수 있다. 이러한 현상은 보에서 먼저 항복이 일어나 보에 소성변형이 집중될 만큼 패널존의 모멘트 강도가 크지 않기 때문이다. 패널존의 모멘트 강도는 기둥의 웹부두께에 의존하기 때문에 강한 기둥일수록 강한 패널존을 구성한다.

Table 7에 패널존의 항복모멘트강도, 소성모멘트강도, 보의 소성모멘트강도를 비교하여 패널존이 더 강한 경우를 채택하여 나타내었다. 5층 표본건물의 경우에는 패널존의 강도가 보보다 강한 경우가 존재하지 않았고 10층 표본건물의 경우에는 1층, 2층의 내부패널존, 15층 표본건물에서는 1층~9층의 내부패널존, 2층, 3층의 외부 패널존에서 패널존이 더 강한 것을 관찰할 수 있었다. Fig. 6에서 볼 수 있듯이 15층 표본건

Fig. 7. Seismic Behavior of 1F Columns in DBE and MCE.

물에서 패널존의 모멘트강도가 보의 모멘트강도보다 더 강한 위치에서 보의 항복이 일어난 것을 알 수 있다. 하지만 보가 항복한 경우에도 기둥에 소성변형이 집중되는 현상은 10층 표본건물과 다르지 않았다. 보에 소성 변형이 집중되게 하려면 기둥의 단면을 더 크게하여 기둥과 패널존의 강도를 더 크게 하거나 패널존의 보강을 하는 것이 필요할 것으로 판단된다.

KBC 2009의 철골특수모멘트골조의 설계 요구사항에는 강 기둥-약보조건이 있어 구조물의 소성변형이 보에 집중되도록 설계하지만 철골중간모멘트골조의 경우에는 이러한 강기둥-약보조건이 존재하지 않기 때문에 보가 아닌 기둥에 소성변형이 집중되고 1층 기둥의 파괴로 인한 전체 붕괴로 이어진다.

세 표본건물 모두 파괴 양상이 1층기둥의 소성변형집중임을 관찰하였다. 이러한 경우 1층기둥이 골조 전체의 거동을 지배하기 때문에 설계지진(DBE)과 최대급지진(MCE)에서 거동의 변화를 관찰하기 위하여 Fig. 7에 각 표본건물의 1층 기둥의 모멘트-곡률관계를 비교하여 나타내었다. 여기서 각 표본건물의 기둥의 거동을 관찰하는데 사용된 지진파는 40개

의 최대급 지진 중에서 최대층간변위각이 중간값을 나타내는 지진파이다. 외부경간기둥은 내부경간 기둥에 비해 더 작은 중력하중을 부담하므로 부재의 크기가 더 작기 때문에 내부 경간과 외부경간의 두가지 경우로 나누어 관찰하였다. 그래프에서 굵은선은 설계지진에서의 모멘트-곡률 관계이고, 얇은선은 최대급지진에서의 모멘트 곡률관계이다.

설계지진에 의해 발생한 기둥의 모멘트를 M_{DBE} 과, 최대급 지진에 의하여 관찰되는 기둥의 항복모멘트를 M_y 라고 할 때, M_y/M_{DBE} 는 외부경간에서 5층, 10층, 15층 표본건물 각각, 1.81, 1.97, 1.97이고 내부경간에서는 1.31, 1.34, 1.10 이었다. 최대급지진의 지진강도가 설계지진보다 1.5배 큰 것을 고려했을 때, 내부 경간의 기둥에서 M_{DBE} 보다 1.5배 이상 큰 강도를 가져야 최대급 지진에서 탄성 거동을 할 수 있다. 세 표본 건물 모두 M_y/M_{DBE} 가 1.5 이하 이므로 비탄성 거동을 하게 된다. 세 표본건물의 외부경간기둥의 경우 M_y/M_{DBE} 가 1.5보다 크지만, 내부경간의 기둥이 먼저 소성영역에 도달한 후 강도 감소를 일으키면서 외부경간기둥에 모멘트가 집중되어 소성 영역에 도달 한다.

3.3 소성변형능력의 증가에 따른 구조물의 성능변화

앞에서 관찰한 결과 설계 지진에서 탄성거동하던 1층 기둥들이 최대급 지진을 적용하였을 때는 소성변형을 하게 됨을 알 수 있었다. FEMA356의 방법으로 부재의 소성힌지를 모델링한 결과 세 표본건물에서 1층 기둥의 소성변형능력은 기둥의 강도감소를 야기할 정도로 부족하였다. FEMA 356은 오래되거나 내진설계가 되지 않아 내진보강이 필요한 건물을 대상으로 하기 때문에 KBC 2009의 철골중간모멘트로 설계된 일반적인 구조물의 실제적인 소성변형능력을 불리하게 모델링하게 된다. 따라서 불리하게 소성변형능력이 평가된 1층 기둥들의 소성변형능력을 변화시켜 표본건물의 전체적 거동이 개선될 여지를 살펴볼 필요가 있다.

Table 8와 Fig. 8에서는 Fig. 6의 최대급지진에서의 1층 기둥의 이력거동과 소성변형능력을 증가시킨 1층 기둥의 이력 거동(그림에서 $MCE(a \times 2)$)을 비교하였다. 소성변형능력은 Table 4에 제시된 5층, 10층, 15층 표본건물의 1층 내부경간 기둥의 a 를 2배씩 증가시켰다. 외부경간 기둥의 a 가 증가된 내부경간기둥의 a 보다 작을 때에는 증가된 내부경간기둥의 a 를 따르게 하였다. 일반적으로 내부경간기둥에 축력이 더 크

Table 8. Maximum Storey Drift Angles (Median)

	5 Story Proto-Type Structure	10 Story Proto-Type Structure	15 Story Proto-Type Structure
DBE	0.0127	0.0113	0.0103
MCE	0.945	0.917	0.943
MCE($a \times 2$)	0.0196	0.850	0.0145

Fig. 8. Seismic Behavior of 1F Columns in MCE and MCE(ax2).

게 작용하여 소성변형능력이 불리하게 평가되기 때문에 내부 경간 기둥의 α 를 변화대상으로 채택하였다.

5층 표본건물의 경우 α 를 2배로 증가시켰을 때 1층내부경간기둥이 소성영역에 도달하나 강도감소를 겪지 않았다. 1층 외부경간기둥은 α 값을 증가시키기 전에는 강도감소를 겪었으나 α 값의 증가이후에는 탄성거동하였다. 층간 변위각은 소성 변형능력을 증가시키기 전에는 0.945였고, 증가시킨후 0.0196으로 감소하였다. 10층 표본건물에서는 내부경간 기둥의 소성 변형능력을 증가시켰음에도 불구하고 R_{CP} 이 1을 초과하여 강도감소를 일으켰다. 최대층간변위각은 소성 변형능력을 증가시키기 전에는 0.917이었고 증가시킨 후에는 0.850으로 감소하였다. 과도한 최대층간변위각을 방지하기 위해 더 큰 소성 변형능력이 소요됨을 알 수 있다. 15층 표본건물의 경우 5층 표본건물의 경우와 같이 강도감소를 일으키던 내부기둥이 강도감소를 일으키지 않았고, 내부기둥의 파괴로 인해 모멘트가 집중되어 소성 변형이 이르러 파괴되었던 외부경간기둥은

탄성거동하였다. 최대층간변위각은 소성 변형능력을 증가시키기 전과 후가 각각 0.943에서 0.0145로 크게 감소하였다.

이와 같은 결과로 철골중간모멘트골조의 붕괴여부를 지배하는 저층기둥의 소성 변형능력에 따라 전체 구조물의 응답이 크게 변화할 수 있음을 관찰 할 수 있다. FEMA356의 소성 힌지 모델링이 일반적인 구조물의 소성 변형능력을 대표하기에 불리한 모델링임을 고려하면 목표 내진성능을 만족하기 위해 적합한 저층부 기둥의 소성 변형능력을 구하는 것이 가능할 것으로 판단된다.

4. 결 론

본 논문에서는 KBC2009에서 제시하는 철골중간모멘트골조의 설계요구사항을 만족하는 5층, 10층, 15층 표본건물을 설계, 및 모델링 하였다. KBC 2009에 의해 설계된 표본건물이 명시적 내진성능목표 CR 1(설계지진에서의 인명안전수준)를 만족 시켰을때 암시적 내진성능목표 CR 2(최대급지진에서의 붕괴방지수준)를 만족하는지를 확인하기위하여 40개의 지진파의 강도를 조정하여 설계지진과 최대급지진에서 표본 건물들의 변위응답을 관찰 하였다. 그 결과는 다음과 같다.

- 1) KBC 2009에 의해 설계된 5층, 10층, 15층 철골중간모멘트골조는 명시적 내진성능목표 CR 1(설계지진에서의 인명안전수준)를 모두 만족하였으나 암시적내진성능목표 CR 2(최대급지진에서의 붕괴방지수준)에 있어서는 만족하지 못하였다.
- 2) KBC 2009에 의해 설계된 세 개의 철골 중간 모멘트골조는 강기둥-약보 조건을 고려하지 않아 최대급 지진시 보보다 기둥이나 패널존에서 먼저 항복하였다. 이러한 경향은 FEMA356이 큰 중력하중을 받는 기둥의 소성 변형능력을 불리하게 평가하는 특징과 합쳐져 1층 기둥의 소성 거동 직후 전체 구조물의 붕괴라는 양상을 야기하였다. 이는 구조물 붕괴양상 중 가장 바람직하지 않은 붕괴 양상중 하나이므로 기둥보다 보에서 우선적으로 항복할 수 있도록 패널존의 보강이나 접합부의 상세를 확보하는 것이 필요하다고 판단된다.
- 3) 최대급지진에서 표본건물의 1층 기둥들의 소성 변형능력을 증가시키는 것은 소성 변형능력을 증가시킨 부재의 강도 감소를 방지할 뿐만 아니라 소성 거동하던 주변부재를 탄성 거동하게 하는 현상을 나타내었다(5층, 15층 표본건물). 이는 1층 기둥중 내부경간기둥이 먼저 파괴된 후 횡력의 부담이 외부 경간기둥에 집중되어 외부경간 기둥이 소성 변형을 하던 것이 내부 경간 기둥의 소성 변형능력이 증가함에 따라 심한 강도감소를 방지하여 외부경간 기둥으로의 횡력부담의 집중이 해소되었기 때문이다. 이 현상은 전체 표본건물의 거동에 있어 변위응답을 크게 개선시켰다.

4) 3)의 결과를 통해 저층 기둥의 소성 변형능력을 증가시켜 표본건물들이 내진성능목표 CR 2를 만족하기 위해 요구되는 기둥의 소성변형능력을 규명하는 것이 중요할 것으로 판단된다. 그리고 본 논문에서는 40개 지진의 시간이력해석에 대한 분석을 연구 범위로 하였기 때문에 내진성능목표 CR 2에 부합여부를 FEMA355F의 ‘최대 층간변위각 0.1 이상’과 FEAM365의 한계소성힌지각으로 판단하였으나 FEMA 355F나 FEMA-P695에 증분동적해석(Incremental Dynamic Analysis)을 통하여 붕괴 성능을 확률적으로 평가하는 별도의 상세한 기준이 존재한다. 이 논의는 연속하는 두 편의 논문중 두 번째 논문에서 진행한다.

감사의 글

본 연구는 소방방재청 자연재해저감기술개발사업단(자연피해예측 및 저감연구개발사업)의 지원으로 수행한 ‘지진재해로 인한 사회·경제적 피해예측 모델 개발’ [NEMA-자연-2012-03]과제의 성과입니다.

References

- AIK (2009) Korean Building Code, Architectural Institute of Korea, Seoul.
- ASCE/SEI 7-10 Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures (2010) *American Society of Civil Engineers*.
- Car, A.J. (2002) Ruaumoko2D, Computer program Library, Department of Civil Engineering, University of Centurbury, New Zealand.
- Chopra, A.K. (2001) Dynamics of structures: Theory and applications to earthquake engineering, *Prentice Hall*.
- FEMA 355F (2000) State of the Art Report on Performance Prediction and Evaluation of Steel Moment - Frame Buildings, *Federal Emergency Management Agency*.
- FEMA 356 (2000) Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings., *Federal Emergency Management Agency*.
- FEMA P695 (2009) Quantification of Building Seismic Performance Factors. *Federal Emergency Management Agency*.
- Gupta, A. and Krawinkler, H. (1999) 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, Stanford University.
- Kim, J.R., Kim, S.B., Park, Y.H., and Jung, W.G. (2000) A Statistical Study on Mechanical Properties and Chemical Components of Rolled Steels for General Structure, SS400. *Proceeding of Spring Annual Conference of the Architectural Institute of Korea*, Vol. 20, No. 1, pp. 229-232.
- Kim, J.R., Kim, S.B., Park, Y.H., and Jung, W.G. (2000) A Statistical Study on Mechanical Properties and Chemical Components of Rolled Steels for Welded Structure, SM490. *Journal of Architectural Institute of Korea*, Vol. 16, No. 11, pp. 3-11.
- Kim, T.W. (2012) Seismic Performance Evaluation of Steel Moment Frames in Korea Using Nonlinear Dynamic Analysis, *Journal of Earthquake Engineering Society of Korea*, Vol. 16, No. 4, pp. 1-8.
- KSSC (2009) Steel Structure Design Code using Load and Resistance Factor Design, Korean Society of Steel Construction, Seoul.
- Luco, N., Elingwood, B.R., Hamburger, R.O., Hooper, J.D., Kimball, J.K., and Kircher, C.A. (2007) Risk-Targeted versus Current Seismic Design Maps for the Conterminous United States. *SEAOC 2007 Convention Proceedings*, 1-13.
- Oh M.H. and Kim M.H. (2013) Seismic Behavior of Steel Building considering the Floor Slab, *Journal of Korean Society of Hazard Mitigation*, Vol. 13, No. 6, pp. 21-27.

Received	March 3, 2014
Revised	March 10, 2014
Accepted	March 31, 2014