

불균형력에 따른 철골보통중심가새골조의 붕괴모드

박진영¹ · 김서연¹ · 홍석재¹ · 김형준^{1*}

¹서울시립대학교 건축공학과

Collapse Modes of Steel Ordinary Concentrically Braced Frames According to Unbalanced Forces

Jin-Young Park¹, Seo-Yeon Kim¹, Suk-Jae Hong¹ and Hyung-Joon Kim^{1*}

¹Division of Architectural Engineering, University of Seoul, Seoul, 130-743, Korea

Abstract

The KBC2009 first introduces the requirements about vertical unbalanced forces into the design for steel ordinary concentrically braced frames(steel OCBFs), which forces them to easily meet the target seismic performance, called as the life safety performance objective under design based earthquakes(DBEs) pursuing in the KBC2009. However, there is little information on the effects of vertical unbalanced forces to the collapse prevention performance objective under maximum considered earthquakes(MCEs) which is another target seismic performance level implicitly prescribed in ASCE 7-10. It is valuable that the collapse capacities of steel OCBFs designed according to the KBC2009 are investigated. In this paper, the collapse modes of inverted V shaped steel OCBFs excited by MCEs are investigated. The prototype buildings of 5 story steel OCBFs are designed with different site conditions and three types of unbalanced forces are considered in the design stages. The prototype buildings are evaluated their seismic performances and collapse modes by nonlinear static analyses and nonlinear dynamic analyses. Analysis results show that the unbalanced forces significantly affect the seismic performance of the prototype buildings and proper considerations of unbalanced forces are required to achieve the desirable collapse mode and the collapse prevention performance objective.

Keywords : steel ordinary concentrically braced frames, unbalanced forces, collapse modes, collapse prevention

1. 서론

철골중심가새골조는 가새의 축방향 저항능력을 주된 횡력 저항원리로 이용하는 구조적 특성으로 인해 설계 시 가새의 좌굴이후 시스템 전체의 급격한 강성저하, 약층발생, 가새의 취성파단 등을 최소화하여야 한다. Khatib 등(1988)은 특히 V 또는 역 V형 가새골조에서 압축가새의 좌굴 후 발생하는 불균형력이 보와 기둥에서 소성힌지를 발생시켜 구조물의 횡력저항능력을 약화시킬 우려가 있다는 점을 지적한 바 있다. 국내 건축구조기준인 KBC2005(AIK, 2005)가 KBC2009(AIK, 2009)로 개정되면서 철골중심가새골조가 보통중심가새골조와 특수중심가새골조로 분류되었다. 철골중심가새골조

에 대한 상세한 설계 요구사항이 도입되었고, KBC2005에서는 고려되지 않았던 철골중심가새골조의 불균형력에 대한 설계 요구조건이 추가되었다. 따라서 KBC2009부터 철골중심가새골조가 강진 발생 시 요구되는 비탄성 변형능력을 발휘하기 위한 보다 엄격한 조건이 제시되었다고 볼 수 있다.

그러나 지진 발생 시 구조물의 바람직한 내진성능을 달성하기 위해서는 지진력 저항시스템의 설계 요구사항뿐만 아니라 설계기준의 내진성능목표 또한 매우 중요한 요소이다. 미국의 최소설계하중기준이 ASCE/SEI 7-05(ASCE, 2005)에서 ASCE/SEI 7-10(ASCE, 2010)으로 개정되면서 미약하나마, 성능기반설계 개념이 일부 도입되었다. 이에 따라 ASCE/SEI 7-10에서는 일반구조물에 대하여 정량적으로 평가 가능

* Corresponding author:

Tel: +82-2-6490-2763; E-mail: hyungjoonkim@uos.ac.kr

Received January 23 2015; Revised March 30 2015

Accepted April 17 2015

©2015 by Computational Structural Engineering Institute of Korea

This is an Open-Access article distributed under the terms of the Creative Commons Attribution Non-Commercial License(<http://creativecommons.org/licenses/by-nc/3.0>) which permits unrestricted non-commercial use, distribution, and reproduction in any medium, provided the original work is properly cited.

한 최대고려지진에서의 붕괴방지수준이 새로운 암시적 내진 성능목표로 제시되었다. 이를 만족할 경우 정량적 평가가 어려웠던 기존의 설계지진 시 인명안전수준의 내진성능도 보장할 수 있다. 하지만 KBC2009에서는 구조물의 층간변위제한을 통하여 설계지진에서 인명안전수준의 내진성능을 추구하고 있고 이는 명시적으로 제시된 유일한 내진성능목표인 실정이다. 따라서 KBC2009에 따라 설계된 건물의 최대고려지진에서의 내진성능 또한 평가될 필요가 있다.

국내에는 KBC2009에서 도입된 철골보통중심가새골조의 불균형력에 대한 설계요구사항이 구조물의 내진성능에 미치는 영향과 최대고려지진에서 철골보통중심가새골조의 붕괴성능이 어떠한지에 대한 연구가 제한적이다. 따라서 본 연구에서는 KBC2009에 의하여 설계된 역 V형 철골보통중심가새골조가 최대고려지진에서 발휘하는 내진성능과 붕괴양상을 확인하고 설계 시 고려되는 불균형력을 변화시켜 붕괴성능에 미치는 영향을 파악하고자 하였다. 이를 위하여 국내 건설 환경에서 보편적인 구조형상을 적용하여 철골보통중심가새골조의 표본건물을 설계 및 모델링하였다. 불균형력에 대한 설계요구사항이 내진성능에 미치는 영향을 조사하기 위하여 불균형력을 고려하지 않은 경우와 KBC2009에서 제시하는 두 가지 불균형력에 대한 기준을 각각 적용한 경우를 비교하였다. 각 표본건물에 대한 비선형 정적해석과 40개 지진파에 의한 비선형 동적해석이 수행되었다.

2. 철골보통중심가새골조의 불균형력에 대한 설계 요구사항

AISC의 Seismic Design Provision(AISC 341)은 설계지진에서 철골중심가새골조의 충분한 내진성능을 확보하기 위하여 보통중심가새골조와 특수중심가새골조의 세장비, 판폭 두께비, 접합부 요구강도, 가새배치, 보호영역 그리고 V형 또는 역V형 가새골조의 불균형력에 대한 설계 요구사항들을 AISC 341-02(AISC, 2002), AISC 341-05(AISC, 2005), AISC 341-10(AISC, 2010)을 거쳐 개정해 왔다. 반면 국내내진설계 기준인 KBC2005(2005)에서 철골중심가새골조는 보통 또는 특수중심가새골조로 분류없이 단일시스템으로 제시되었을 뿐만 아니라, 강진 발생 시 요구되는 비탄성 변형능력을 만족시킬 구체적인 설계 요구사항이 충분하지 않았다. 이러한 문제점을 해결하기 위하여 KBC2009 (2009)는 철골가새골조를 보통중심가새골조와 특수중심가새골조로 세분화였고, 각 시스템별 설계 요구사항을 제시하고 있다.

철골보통중심가새골조는 특수중심가새골조에 비해 시스템 전체의 취성적인 거동을 방지하면서 연성적인 거동을 유도하기 위한 설계 요구사항이 엄격하지 않다. 하지만, V형 또는

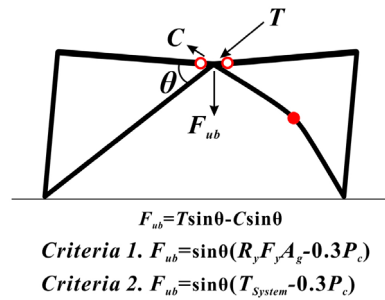


Fig. 1 Calculation of unbalanced force

역 V형 가새골조로 설계할 시에서는 지진 발생 시 압축가새의 좌굴에 의해 발생하는 불균형력을 고려하여야 한다. 기둥에서는 불균형력에 의한 추가적인 축력과 그에 따라 감소되는 모멘트 저항능력을, 보에서는 불균형력에 의한 모멘트 및 전단력을 설계단계에서 반드시 고려하여야 한다. Cho 등 (2011)의 연구에서는 가새골조의 불균형력에 대한 기둥의 기존 설계방법을 소개하고 설계식을 제안하고 있다.

Fig. 1에 불균형력의 개념과 철골보통중심가새골조의 불균형력 산정방법을 보여주고 있다. 그림에서 C는 압축가새가 보에 전달하는 하중, T는 인장가새가 보에 전달하는 하중이다. 압축가새의 좌굴 후 T와 C는 수직방향 분력의 서로 상쇄되지 않아 그 차이만큼의 불균형력 F_ub이 발생하게 된다. KBC2009에서는 좌굴한 압축가새의 C를 가새의 공칭압축강도의 30%로 제시하고 있다.

불균형력 산정 시, 인장가새의 T는 다음 두 가지 기준에 따라 계산한다. 첫번째 방법으로는 불균형력에 의해 보가 항복하게 하지 않는 약가새-강보 메커니즘을 유도하기 위하여 T를 가새의 예상인장항복강도로 산정하는 것으로 Fig. 1의 Criteria 1에 해당한다. 두번째 방법은 구조물의 해석에 의해 시스템으로부터 전달되는 인장가새의 인장력을 이용하여 T를 정하는 방법으로 Fig. 1의 Criteria 2에 해당한다. 일반적으로 두번째 방법에 의하여 산정된 불균형력이 첫번째 방법에 의한 것보다 작기때문에 완화된 규정이라 할 수 있다.

본 연구에서는 불균형력이 구조물의 붕괴기구형성에 미치는 영향을 파악하기 위하여 Fig. 1의 Criteria 1과 Criteria 2 뿐만 아니라 불균형력을 고려하지 않은 세 가지 유형으로 분류하여 표본철골보통중심가새골조의 내진설계를 수행하였다.

3. 철골보통중심가새골조의 설계 및 모델링

3.1 표본건물의 설계

표본건물은 5층 규모의 직사각형평면으로 구조적 형상은 Fig. 2에 나타낸 바와 같이, 장·단변방향 모두 세 개의 경간

으로 구성되어 있으며, 각 경간의 길이는 장변방향은 10m, 단변방향은 6m이고, 각 층의 높이는 3.6m이다. 지진하중과 풍하중과 같은 횡방향력에 대해서 외주골조의 중앙 경간에 위치한 역 V형가새가 저항하도록 계획하였다. 외주골조의 중앙 경간의 보-기둥 접합는 국내 건설상황을 고려하여 모멘트 접합으로 설계하였다. 나머지 경간에는 전단접합을 적용하여 횡력에 대한 저항력을 배제하고 중력하중에 대해서만 저항할 수 있도록 계획하였다. 또한 1층 기둥과 지면이 맞닿는 부분의 접합형식은 핀접합으로 가정하여 설계하였다. 본 논문에서는 장변방향의 외주골조를 선택하여 내진성능을 평가하였고, 선택된 골조에 대하여 SS400강종을 적용하여 설계하였다. 표본건물은 고정하중 5kN/m^2 , 활하중 4kN/m^2 의 조건에서 설계되었고, 층별 지진중량은 1,507kN이다.

Table 1에 설계 시 적용된 내진설계계수들을 나타내었다. 앞에서 언급한 세 가지 불균형력 조건과 함께 SC, SD의 두 지반조건을 고려하여 총 6개 표본건물을 가정하고 이를 설계하였다. 단주기, 1초주기 설계가속도스펙트럼을 통하여 표본건물들이 내진설계범주가 D에 속함을 알 수 있다.

Table 2와 3에 표본건물설계에 고려한 불균형력의 크기와 설계 결과 표본건물의 1층에 위치하는 가새, 보, 기둥의 크기를 나타내었다. Fig. 1의 Criteria 1에 의하여 산정된

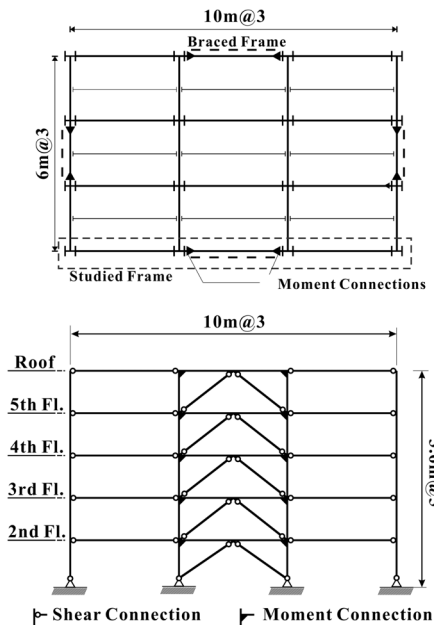


Fig. 2 Structural configuration of prototype buildings

Table 1 Seismic design parameters

Site	SDS	SD1	R	Ω_0	Cd	SDC	OC
SC	0.499	0.287	3.25	2	3.25	D	II
SD	0.433	0.232					

SDC: Seismic design category, OC: occupancy category

Table 2 Braces and beams in 1st story and 2nd floor

Site	F_{ub} , kN	Brace	Beam
SC	$0.00 F_{ub,max}$	0	H200×200×8×12
SD		0	H208×202×10×16
SC	$0.30 F_{ub,max}$	325	H200×200×8×12
SD		387	H208×202×10×16
SC	$1.00 F_{ub,max}$	1,022	H200×200×8×12
SD		1,325	H208×202×10×16

Table 3 Columns of prototype buildings in 1st story

F_{ub}	SC	SD
$0.00 F_{ub,max}$	H304×301×11×17	H310×305×15×20
$0.30 F_{ub,max}$	H350×350×12×19	H350×357×19×19
$1.00 F_{ub,max}$	H428×407×20×35	H458×417×30×50

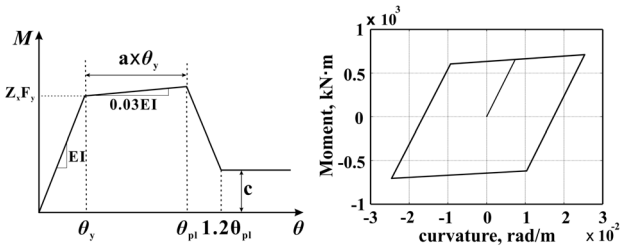
불균형력을 $F_{ub,max}$ 로 나타내었다. Criteria 2에 의하여 산정된 불균형력은 $F_{ub,max}$ 과 비교하여 약 30%수준인 것으로 나타났다.

3.2 표본건물의 모델링

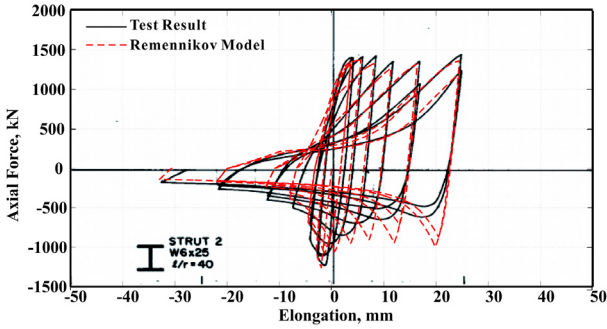
표본건물의 모델링 및 비선형 해석은 구조물 동적해석 전용프로그램인 RUAUMOKO-2D를 사용하여 수행하였다. 철골보통중심가새골조의 지진 시 거동을 비선형 정적, 동적해석에서 정확하게 모사하기 위하여 구조부재의 모델링을 Fig. 3과 같이 수행하였다. 보와 기둥의 연성능력(Fig. 3(a)의 a와 c)을 평가하기 위하여 FEMA356(FEMA, 2000)의 연성도 평가방법을 사용하였다. 특히 기둥에서는 기둥의 축력비가 0.5를 초과할 경우 연성도가 없는 것으로 평가하였다. 보의 소성변형능력 또한 FEMA356의 연성도 평가방법에 따랐으며, 접합부의 회전강성에 의한 영향은 가새골조 전체의 큰 횡 강성을 고려할 때 그 영향이 적을 것으로 판단하여 생략하였다. 접합부 형식은 완전강접형식으로, 종류는 “Welded Flange-Bolted-Web”이고 FEMA356에 의해 이 접합형식에 대응하는 연성도를 산정하였다. 일방향 및 사이클릭 이력 거동에는 항복 후 강성이 3%인 이선형 거동을 적용하였다.

가새의 좌굴 후 거동을 효과적으로 모델링하기 위하여, 실험결과를 적절히 모사할 수 있는 Remennikov모델(Remennikov and Walpole, 1997)을 사용하였다. Fig. 3(b)에 나타난 해석모델과 실험결과를 비교를 통하여 가새좌굴 후 하중의 증가없이 변위가 증가하는 슬립현상과 사이클에 따른 압축강도의 감소 등 가새이력거동의 특징이 잘 모사되는 것을 알 수 있다.

Table 4는 1층에 위치한 기둥과 보의 이력곡선을 수립하기 위하여 요구되는 축력비와, Fig. 3(a)의 a와 c의 값을 정리하



(a) Plastic hinge models of beams and columns



(b) Hysteretic model of a brace (Remennikov and Walpole, 1997)

Fig. 3 Modeling of beams, columns and braces

였다. 설계에 적용한 지반의 종류와 불균형력에 따라 표본건물을 명명하였는데, 예를 들어 SD 지반에서 최대불균형력의 30% 수준을 적용하여 설계된 표본건물은 SD-030F로 표현하였다. 가새골조의 기둥은 축방향 거동에 대하여 FEMA356의 “Force Controlled Component”에 속하므로, 기둥의 축력비 (P_{UF}/P_{CL}) 산정을 위하여 필요한 축방향력 P_{UF} 는 FEMA 356에서 제시한 식 (1)을 이용하여 산정하였다.

$$P_{UF} = Q_G \pm \frac{Q_E}{C_1 C_2 C_3 J} \quad (24)$$

여기서, Q_G 과 Q_E 는 각각 중력하중에 의한 응답과 지진 하중에 의한 응답이며, C_1, C_2, C_3 는 FEMA356에 제시된 지진하중 증폭계수이고, J 는 지진지역의 지진의 세기에 따라 평가되는 계수이며, 각 계수는 순서대로 1.0, 1.1, 1.0, 2.0가 적용되었다.

표본건물 SC-000F, SD-000F, SD-030F는 기둥의 축

Table 4 Ductility of members evaluated with FEMA356

Prototype Design ID	Column			Beam	
	P_{UF}/P_{CL}	a	c	a	c
SC-000F	0.557	0	0.2	1.86	0.2
SD-000F	0.591	0	0.2	1.86	0.2
SC-030F	0.417	1.6	0.2	2.94	0.2
SD-030F	0.521	0	0.2	2.97	0.2
SC-100F	0.197	9	0.6	3.27	0.2
SD-100F	0.200	7.3	0.6	3.21	0.2

P_{UF} : Axial Load in the Member, P_{CL} : Low-Bound Axial Strength

력비가 0.5를 초과함에 따라 기둥의 소성변형을 기대할 수 없는 것으로 나타나, $a=0$ 으로 가정하여 항복점에 도달 후 곧바로 강도감소를 보이는 거동을 하게 된다. SC-100F와 SD-100F의 기둥들은 낮은 축력비에 따라 비교적 높은 연성도를 보유한 것으로 가정하였다.

4. 철골보통중심가새골조의 내진성능 및 붕괴양상

4.1 비선형 정적해석

철골보통중심가새골조의 내진성능 및 붕괴양상을 조사하기 위하여 비선형 정적해석을 수행하였다. 비선형 정적해석에서 각 층의 변위제어는 FEMA356에서 제시하는 바와 같이 “질량참여율 75%이상인 모드의 모드형상비율”을 이용하였고, 이에 따라 모든 표본건물에서 1차 모드 형상에 어울리도록 재하하였다. Fig. 4에 각 표본건물들의 비선형 정적해석결과를 나타내었다. 진한 검은색 선은 구조물의 지붕층변위각-밀면전단력곡선이고 파선은 1층에 위치한 인장가새의 지붕층변위각-인장가새가 담당하는 밀면전단력이다. 항복한 부재는 흰색 원, 가새의 좌굴 또는 소성변형이 부재의 한계 연성도 (Table 4의 a)를 넘어 강도감소를 일으킨 부재는 검은색 원으로 표시하였다. 이러한 부재의 항복이나 강도감소 발생 순서를 숫자로 표현하였다.

표본건물의 최대밀면 전단력 V_{max} 에 대한 설계밀면 전단력 V 의 비인 초과 강도비 Ω_o 는 높은 불균형력을 고려하여 설계한 표본건물일수록 높게 나타났다. 압축가새가 좌굴한 후 표본건물들은 급격한 밀면전단력의 감소를 보이는데 이후의 거동은 설계에서 고려한 불균형력의 크기에 따라 상이하다.

표본건물 SC-000F와 SD-000F의 압축가새 좌굴이후 밀면전단력은 300~400kN로 나머지 표본건물과 비교하였을 때 매우 낮은 수준에서 유지된다. 이는 불균형력에 대하여 보가 충분한 강성과 강도를 가지지 못하여 인장가새에서 발휘할 수 있는 인장력이 제한되기 때문이다. 그에 비하여 불균형력을 고려하여 비교적 높은 강성과 강도의 보로 설계된 SC-030F골조는 압축가새 좌굴 이후 밀면전단력이 675kN까지 감소하였다가 Fig. 4(c)의 event 5에서 보는 바와 같이 최대 1,412kN까지 증가한 후 2층과 3층에 위치한 보의 강도저하와 함께 급격한 감소를 보인다. SD-030F는 밀면전단력이 1,030kN까지 감소한 후 0.96%의 지붕층변위까지 증가하는 경향을 보이다가 Fig. 4(d)의 event 7에서 보는 것과 같이 2층 기둥의 양단부에서 발생하는 강도감소와 함께 밀면전단력이 급격히 감소한다. SC-030F와 SD-030F골조 모두 인장가새는 탄성거동한다. 즉 인장가새의 항복에 선행

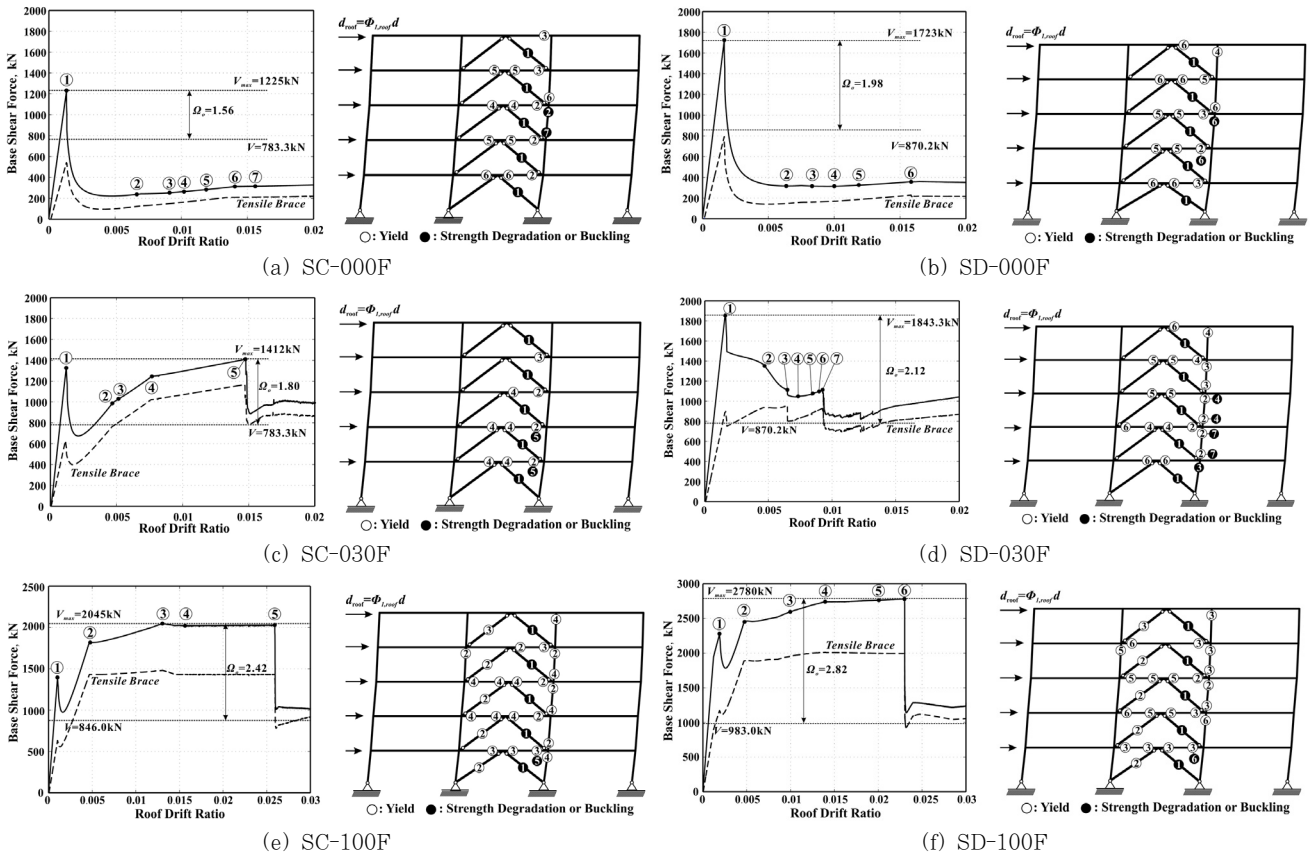


Fig. 4 Monotonic behavior of prototype steel OCBFs

하여 기둥과 보의 소성힌지가 발생함을 알 수 있다.

SC-100F와 SD-100F골조에서는 기둥과 보의 소성힌지 발생 이전에 인장가새가 항복강도까지 도달하게 된다(Fig. 4(e), (f)의 event 2). SC/SD-100F골조에서는 보 혹은 기둥 부재의 항복없이 인장가새의 소성변형이 유도됨을 확인할 수 있다. Fig. 4(e)와 (f)의 event 5와 6에서 보이는 시스템의 급격한 저항력 감소는 보의 강도저하에 따른 것으로 SC/SD-000/030F골조에 비하여 매우 안정적인 거동을 보였다.

4.2 비선형 동적해석

앞에서 수행한 비선형 정적해석에서는 정해진 횡변위 패턴을 이용하여 구조물의 거동과 부재의 붕괴 패턴을 파악하였다. 하지만 실제 지진에서 구조물은 하나의 모드가 아닌 다양한 모드의 영향을 받으며, 동적특성이 적절히 반영되어야 한다. 따라서 지반운동 기록을 이용한 비선형 정적해석에서 도출된 구조물의 붕괴패턴은 비선형 동적해석에서 달라질 수 있다. 비선형 동적해석을 수행하기 위하여 20개 역사지진을 직교하는 두 방향에서 기록한 총 40개 지반운동기록을 Table 5에 나타내었다.

최대고려지진에서 각 표본건물의 붕괴양상을 조사하기 위해서는 40개 지반운동기록이 최대고려지진의 강도를 나타낼

Table 5 List of ground motions

No	Earthquake	Station	PGA(g)	
			Comp.1	Comp.2
1	Northridge	Beverly Hills-Mulhol	0.416	0.516
2	Northridge	Canyon Country-WLC	0.410	0.482
3	Duze, Turkey	Bolu	0.728	0.822
4	Hector Mine	Hector	0.266	0.337
5	Imperial Valley	Delta	0.238	0.351
6	Imperial Valley	El Centro Array #11	0.364	0.380
7	Kobe, Japan	Nishi-Akashi	0.509	0.503
8	Kobe, Japan	Shin-Osaka	0.243	0.212
9	Kocaeli, Turkey	Duzce	0.312	0.358
10	Kocaeli, Turkey	Arcelik	0.218	0.149
11	Landers	Yermo Fire Station	0.245	0.152
12	Landers	Coolwater	0.283	0.417
13	Loma Prieta	Capitola	0.529	0.443
14	Loma Prieta	Gilroy Array #3	0.555	0.367
15	Superstition Hills	El Centro Imp.Co.	0.358	0.258
16	Superstition Hills	Poe Road(temp)	0.446	0.300
17	Cape Mendocino	Rio Dell Overpass	0.385	0.549
18	Chi-Chi, Taiwan	CHY101	0.353	0.440
19	San Fernando	LA-Hollywood Stor	0.210	0.174
20	Friuli, Italy	Tolmezzo	0.351	0.315

수 있도록 크기가 조정될 필요가 있다. KBC2009에 제시된 지반운동기록 크기조정 절차에 따라서 40개 지반운동기록의 평균 응답가속도 스펙트럼이 최대고려지진의 응답가속도스펙트럼보다 표본건물 1차 고유주기의 0.2배에서 1.5배 사이 구간에서 작지 않도록 크기를 조정하였다. 최대고려지진의 응답가속도스펙트럼은 설계지진의 응답가속도스펙트럼의 1.5 배를 적용하여 작성하였다.

4.2.1 표본건물의 변위제어성능 및 구조적 손상

Fig. 5은 최대고려지진 시 표본건물의 층별 최대층간변위비의 분포를 보여주고 있다. 40개 지반운동에서 층별 최대층간 변위비의 중간값(Median)과 지반운동이 끝났을 때 측정된 잔류층간변위비의 중간값을 함께 그림에 나타내었다. 잔류층간 변위비는 구조물의 손상을 대표할 수 있는 지표로 사용될 수 있다. 중간값을 바탕으로 결과를 분석한 이유는 FEMA356에서는 7개 이상의 지반운동기록을 사용하여 비선형 동적해석을 수행할 경우 구조물의 응답의 평균값(Mean: average, median 등을 포함)을 이용하여 구조물의 대표응답을 정할 수 있음을 참고하였고, 최대고려지진에서는 골조가 붕괴가 발생할 경우, 최대층간변위비가 무한대로 발산하여 통계값을 얻을 수 없기 때문이다.

SC-000F골조를 제외한 모든 표본건물의 최대층간변위비의 중간값은 2%보다 작았고, SD-000F골조 이외의 나머지 표본건물에서 최대층간변위비와 잔류층간변위비는 1층에서 발생하였다. SD-000F골조는 2층에서 최대층간변위비를 나타냈지만, 1층에서도 유사한 수준의 최대층간변위비를 보였다. 이를 통하여 표본철골보통중심가새골조는 지진하중 하에서 1층에 구조적 변형과 손상이 집중된다는 것을 알 수 있다.

예상한 바와 같이, 설계 시 큰 불균형력을 고려할수록 최대고려지진에서 작은 최대층간변위비와 잔류층간변위비를 나타내었다. SC-000F골조는 1층에서 중간값으로 7.7%의 최대층간변위비를 보였고 이는 나머지 모든 표본건물과 비교하

여 과도하게 큰 수치이다. SC/SD-000F골조는 모두 1%이상의 잔류층간변위비를 보이며 이 또한 SC/SD-030/100F 골조에 비하여 매우 큰 잔류층간변위값이다.

4.2.2 표본건물의 붕괴양상

표본건물의 붕괴여부를 판별하기 위하여 0.1 이상의 과도한 최대층간변위비를 보이는 경우를 선별하였다. 0.1의 최대층간 변위비 기준은 FEMA350(2000)에서 철골모멘트골조의 증분동적해석(Vamvatsikos and Cornell, 2001) 시 붕괴여부를 판단할 때의 기준 중 하나이다. Fig. 6에 Imperial Valley-Delta-Component 2 지반운동에서 표본건물들의 동적거동과 붕괴양상을 관찰하였다. 층간 변위와 지진파 지반가속도의 크기를 수직축에 함께 나타내었다. 표본건물 SC-000F, SD-000F, SC-030F, 그리고 SD-030F가 공통적으로 최대고려지진 수준의 40개 지반운동 중 Imperial Valley(Delta) 지진의 Component 2의 지반운동에서 0.1이상의 최대층간 변위비를 보였기 때문에 이 지반운동을 선택하여 붕괴양상을 관찰하였다. 표본건물 SC-100F, SD-100F는 40개 지반운동 기록에서 최대층간변위비의 최대값이 각각 0.0365, 0.0240을 나타내어 0.1이상의 과도한 층간변위비를 나타내지 않았고 1층의 보와 기둥에 경미한 소성흔지만 발생하는 안정적인 거동을 보였다.

4.1에서 언급하였듯이 표본건물들은 1층에서 최대층간 변위를 나타내는 경향이 있으므로 1층에 위치하는 가새의 이력 거동을 Fig.6에 함께 나타내어 구조물의 거동 특성을 이해하기 쉽도록 하였다. 높은 축력비로 인하여 Table 4에서 1층 기둥의 연성도가 없는 것으로 평가된 표본건물 SC-000F, SD-000F, SD-030F는 기둥의 연성도를 보유한 나머지 표본건물과 비교했을 때 표본건물의 붕괴기구 발생까지 가새의 이력 사이클 수가 매우 작았다. SC-000F와 SD-030F골조에서는 좌우 가새가 한 번씩 압축좌굴을 겪은 후 가새의 내력이 감소한 상태에서 1층의 과도한 횡변위가 발생하게 되는

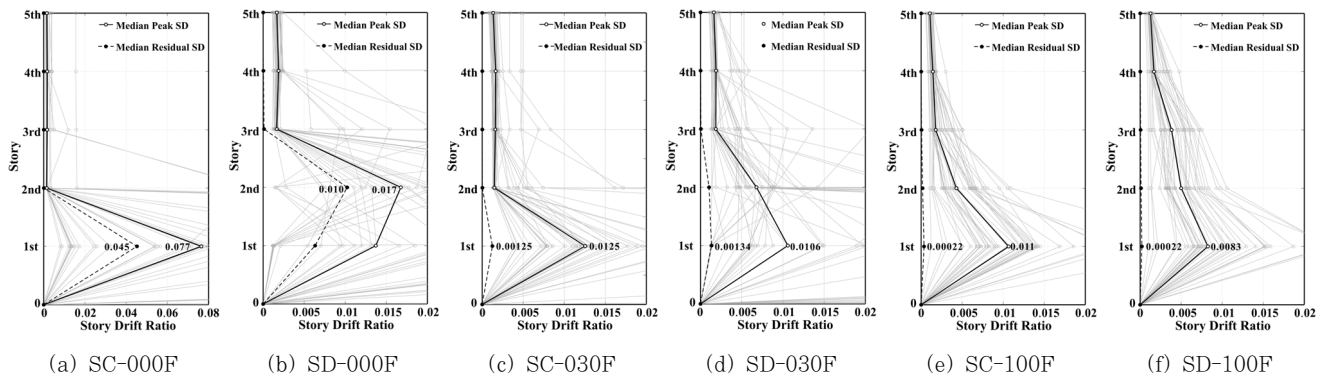


Fig. 5 Peak story drift ratios and residual story drift ratios of prototype buildings under MCEs

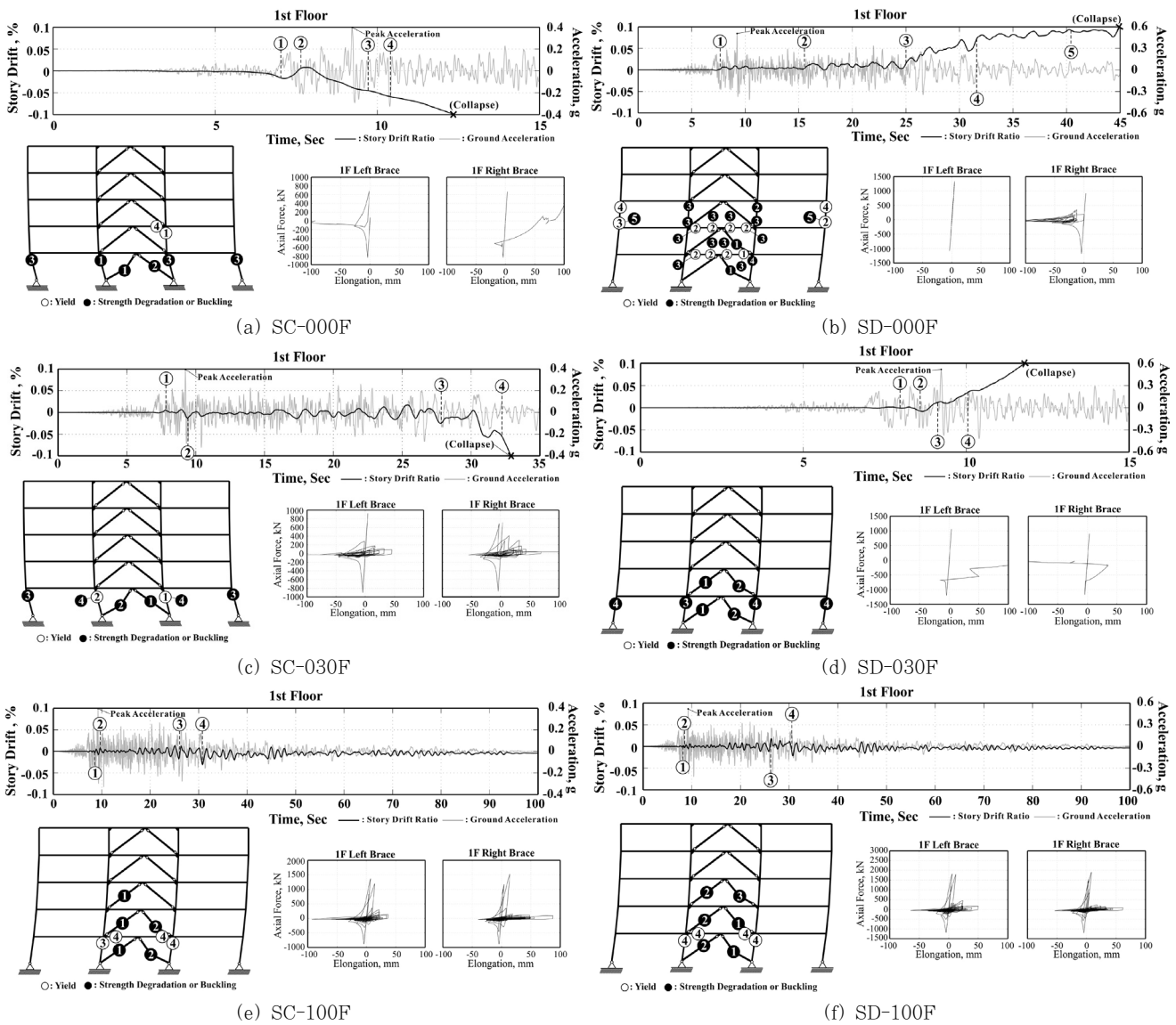


Fig. 6 Collapse mode of prototype buildings in ground motion of imperial valley-delta-component 2

반면, SD-000F골조는 1층 오른쪽 가새의 첫 압축 좌굴 후 좌굴한 가새방향으로 과도한 횡변위가 발생하였다.

Imperial Valley-Delta-Component 2 지진에서 붕괴를 보이는 네 표본건물 SC-000F, SD-000F, SC-030F, SD-030F중 SD-000F를 제외하고 1층 기둥의 항복 및 휨강도 감소 후에 붕괴하는 양상을 보였다. 반면 SD-000F골조에서는 1과 2층 보의 항복 및 휨강도 상실 후, 3층 기둥의 양단부에 소성힌지 및 휨강도가 상실되는 순으로 붕괴기구가 형성되었다.

1층 기둥의 연성도가 없는 것으로 평가된 SC-000F와 SD-030F골조는 최대지반가속도가 작용 후 각각 3.12초, 2.57초가 지나 붕괴하였다. 반면, 1층 기둥의 항복보다 보의 항복이 선행하고 기둥으로 인한 붕괴기구가 3층에 발생한 SD-000F골조와 1층 기둥의 연성도가 1.6으로 평가된 SC-

030F골조는 최대지진 가속도의 작용 후 각각 35.72초, 23.68초 이후 붕괴되었다. 1층 기둥의 항복과 휨강도 감소로 인한 구조물 전체의 붕괴를 보이는 표본건물들은 같은 지진파에서 상대적으로 이른 시간대에 붕괴를 보이고, 이중에서도 1층 기둥의 연성도가 없는 건물은 특히 지진파의 최대가속도가 작용한 후 거의 바로 붕괴되었다.

5. 결 론

본 논문에서는 불균형력을 고려하지 않은 경우(표본건물 SC-000F, SD-000F), Fig. 1의 Criteria 1을 고려한 경우(표본건물 SC-030F, SD-030F) 그리고 Criteria 2를 고려한 경우(표본건물 SC-100F, SD-100F)과 함께, SC, SD의 지반조건에 따라 총 6가지 5층 표본건물을 대상으로

비선형 정적해석과 비선형 동적해석을 수행하였으며, 이를 통하여 다음과 같은 결론을 얻었다.

- 1) 비선형 정적해석결과, 높은 불균형력에 대하여 설계된 철골보통중심가새골조의 표본건물일수록 가새의 좌굴 이후 높은 밀면전단저항력과 밀면전단저항력의 회복능력을 보였다. 이는 인장가새가 더 높은 인장력을 발휘할 때까지 보의 항복이 방지되기 때문이다.
- 2) 비선형 동적해석결과, 최대고려지진에서 철골보통중심가새골조의 표본건물들은 큰 불균형력을 고려한 표본건물일수록 작은 최대층간변위를 보였다. 불균형력을 고려하지 않은 표본건물 SC-000F과 같은 경우에는 최대층간변위비가 7.7%로 나머지 표본건물과 비교하여 과도한 층간변위를 나타내었다.
- 3) 표본건물 SC-100F, SD-100F를 제외한 모든 표본건물의 기둥은 축력비가 높기 때문에 매우 낮은 수준의 소성변형능력을 가진다. 이로 인해 횡변위와 구조적 손상이 1층에 집중되며, 보의 항복에 앞서 1층 기둥의 항복이 선행하는 바람직하지 않은 내진성능을 발휘하게 한다.
- 4) 철골보통중심가새골조의 붕괴양상 및 내진성능은 설계 시 가정한 불균형력의 크기에 지대한 영향을 받는데, 이는 불균형력의 크기에 따라 기둥의 요구내력이 달라지고 이에 따라 기둥의 소성변형능력이 증가하기 때문이다.

이상으로부터 불균형력 산정 시 인장가새의 예상인장강도를 사용하거나, 기둥의 축력비를 낮추기 위하여 ASCE 7-10에서 제안하고 있는 내진설계범주 D에 해당하는 10.66m의 높이제한을 도입하는 것이 철골보통중심가새골조의 내진성능 향상에 필요할 것으로 판단된다.

감사의 글

본 연구는 국토교통부 도시건축연구개발사업의 연구비지원(13AUDP-B066083-01)에 의해 수행되었습니다.

References

AIK (2005) *Korean Building Code*, Architectural Institute of Korea, Seoul.
 AIK (2009) *Korean Building Code*, Architectural Institute of Korea, Seoul.

AISC 341-02 (2002) *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*, American Institute of Steel Construction, Inc, Chicago, Illinois, U.S.A.
 AISC 341-05 (2005) *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*, American Institute of Steel Construction, Inc, Chicago, Illinois, U.S.A.
 AISC 341-09 (2009) *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*, American Institute of Steel Construction, Inc, Chicago, Illinois, U.S.A.
 ASCE/SEI 7-05 (2005) *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*, American Society of Civil Engineers, Virginia, U.S.A.
 ASCE/SEI 7-10 (2010) *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*, American Society of Civil Engineers, Virginia, U.S.A.
 Carr, A.J. (2009) *RUAUMOKO2D*, Computer Program Library, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, New Zealand.
 Cho, C.H., Lee, C.H., Kim, J.J. (2011) Prediction of Column Axial Forces in Inverted V-braced Seismic Steel Frames Considering Brace Buckling, *J. Struct. Eng.*, 137(12), pp.1440~1450.
 Khatib, I.F., Mahin, S.A., Pister, K.S. (1988) Seismic Behavior and Design of Concentrically Braced Steel Frames, Report UCB/EERC-88/01, Earthquake Engineering Research Center, Univ. of California, Berkeley, California, U.S.A.
 Vamvatsikos, D., Cornell, C.A. (2001) Incremental Dynamic Analysis, *Earthq. Eng. & Struct. Dyn.*, 31, pp.491~514.
 FEMA 350 (2000) *Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings*, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C, U.S.A.
 FEMA 356 (2000) *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C, U.S.A.
 Remennikov, A.M., Walpole, W.R. (1997) Modeling the Inelastic Cyclic Behaviour of A Bracing Member for Work Hardening Material, *Int. J. Solids Struct.*, 34(27), pp.3491~3515.

요 지

철골보통중심가새골조의 수직불균형력에 대한 설계 요구사항이 KBC2009에서 처음으로 도입하였고, 이를 통하여 설계지진에서의 인명안전성능이라는 목표내진성능을 만족하도록 유도하고 있다. 그러나 수직 불균형력의 영향이 ASCE7-10에서 암시적으로 제시하는 최대고려지진에서의 구조물 붕괴방지성능에 미치는 영향에 대한 연구는 매우 제한적으로 이루어지고 있어 KBC2009를 따라 설계된 철골보통중심가새골조의 붕괴성능을 조사할 필요가 있다. 이를 위하여 본 논문에서는 역V형 철골보통중심가새골조의 최대고려지진에서의 붕괴양상을 조사하였다. 두 가지 지반조건과 세 가지 다른 수직불균형력 조건을 해석변수로 하여 총 6개의 5층 규모의 철골보통중심가새골조 표본건물을 설계하였다. 비선형 정적해석과 비선형 동적해석을 통하여 표본건물들의 내진성능과 붕괴양상을 조사하였다. 해석결과를 통해 수직 불균형력은 철골보통중심가새골조의 내진성능에 지대한 영향을 미쳤고, 바람직한 붕괴양상과 붕괴방지성능을 달성하기 위하여 불균형력에 대한 적절한 고려가 필요한 것으로 나타났다.

핵심용어 : 철골보통중심가새골조, 불균형력, 붕괴양상, 붕괴방지