

## 역V형 가새골조의 반응수정계수

### The Response Modification Factor of Inverted V-type Braced Steel Frames

안형준<sup>1)</sup>      金松梅<sup>2)\*</sup>  
Ahn, Hyung Joon      Jin, Song Mei

#### Abstract

In this study of Eccentric Braced Frames have identified the following target eccentricity on the length of the inelastic behavior of the reaction by calculating the correction factor by comparing it to the value suggested by the earthquake provided material for the rational design aims to There are. As a variable-length V-braced frame analysis model stations were set up. Eccentricity faults in the model according to the length stiffness ratio, the maximum amount of energy dissipation were analyzed base shear and multi-layered model of the reaction from the eccentricity correction factor calculated on the length of the building standards proposed by KBC 2009 in response eccentricity correction factor calculated from The length varies. does not have the same response modification factor was confirmed.

**Keywords** : V-type eccentrically braced steel frame, Seismic performance, Response modification factor

#### 1. 서론

2008년 중국 쓰촨성 지진, 2010년 아이티 강진 그리고 2011년 3월 일본지진과 같이 전 세계적으로 엄청난 피해를 가져다주는 지진이 빈번하게 발생하고 있어 향후 발생가능한 지진에 저항할 수 있는 구조물의 내진설계방법에 대한 관심이 높아지고 있다. 구조물이 지진에 견딜 수 있는 대표적인 방법으로는 구조물의 강성을 증가시키는 방법과 구조물이 항복상태에 도달한 후에도 지진에 의한 운동에너지를 소성변형으로 소산하여 갑작스런 붕괴를 방지할 수 있도록 충분한 연성을 부여하는 방법이 있다. 그러나 구조물을 예상되는 지진에 대하여 항복이 일어나지 않을 정도의 높은 강도를 가지도록 설계하는 방법은 비경제적이다. 따라서 각국에서 사용하고 있는 내진설계기준들은 구조물의 비탄성 거동을 고려하여 탄성 상태의 강도 요구량보다 작은 강도를 갖도록 설계하고 있고, 지진하중에 대하여 비탄성 영역에서 발생할 수 있는 구조

물의 에너지 소산능력을 간접적으로 고려하기위해 반응수정계수(Response modification factor, R)를 사용하고 있다. 반응수정계수(R)는 구조물이 보유하고 있는 연성능력, 보유내력, 잉여도, 감쇠특성 등에 의해 결정되는 값이다. 하지만 실제 설계에서 사용하는 반응수정계수(R) 값은 과거지진에서 관측된 구조물의 성능수준과 전문가들의 경험을 바탕으로 합의를 통해서 결정된 것으로 아직 실용적인 자료가 부족한 실정이다. 특히 강구조물의 가새골조 지진저항시스템으로 많이 사용하고 있는 구조형식으로 크게 중심가새골조(Concentrically Braced Frames, CBF)와 편심가새골조 (Eccentrically Braced Frames, EBF)로 구분되어 일률적으로 반응수정계수를 적용하고 있다. 따라서 본 연구는 가새골조의 내진성능을 파악하기 위하여 역V형가새골조에 대해 편심길이를 Parameter로 하여 지진하중에 따른 거동특성을 파악하고 이로부터 얻은 DATA를 내진설계 및 연구의 기초자료로 제공하는데 그 목적이 있다.

1) 정회원, 건국대학교 건축대학 교수, 공학박사

2) 학생회원, 건국대학교 대학원 건축공학과 공학석사, 교신저자

\* Corresponding author : smjin0721@hanmail.net 02-456-7184

• 본 논문에 대한 토의를 2013년 2월 28일까지 학회로 보내주시면 2013년 3월호에 토론결과를 게재하겠습니다.

## 2. 반응수정계수

반응수정계수(R)는 ATC-19 보고서와 ATC-34 보고서에서 식 (1)과 같이 제시하였다.

$$R = R_o \cdot R_\mu \cdot R_\zeta \cdot R_r \quad (1)$$

여기서  $R_o$ 는 초과강도계수,  $R_\mu$ 는 연성계수,  $R_\zeta$ 는 감쇠계수,  $R_r$ 는 잉여도계수이다.

### 2.1 초과강도계수( $R_o$ )

일반적으로 구조물의 설계밀면전단력 보다 큰 횡강도를 가지고 있다. 설계강도를 초과하는 이러한 강도를 초과강도(overstrength) 또는 보유강도 (reserve strength)라고 하며, 식 (2)와 같이 구조물의 항복점에서의 밀면전단력( $V_y$ )을 설계밀면전단력( $V_D$ )으로 나누어 줌으로써 구할 수 있다.

$$R_o = \frac{V_y}{V_D} \quad (2)$$

### 2.2 연성계수( $R_\mu$ )

반응수정계수(R)의 구성요소인 연성계수는 시스템 수준의 연성비에 대한 값이다. 구조물의 연성비에 대한 연성계수의 산정은 기존의 많은 연구에서 이루어져 왔으며 본 연구에서는 Newmark와 Hall이 제안하는 방법에 따라 산정하였다.

Newmark와 Hall은 탄소성(elasto-plastic) 단자유도 시스템에 대하여주기에 따른 연성계수 산정식을 다음과 같이 제안하였다.

$$\begin{aligned} R_\mu &= 1 & (T < 0.03 \text{ sec}) \\ R_\mu &= \sqrt{2\mu - 1} & (0.12 \leq T < 0.5 \text{ sec}) \\ R_\mu &= \mu & (T > 1.0 \text{ sec}) \end{aligned} \quad (3)$$

식 (3)에서 제시되어 있는 주기들 사이의 주기에 대한 연성계수는 연성비 2, 4, 6에 대하여 연성계수를 나타낸 Fig. 1과 같이 직선보간법으로 산정할 수 있다.

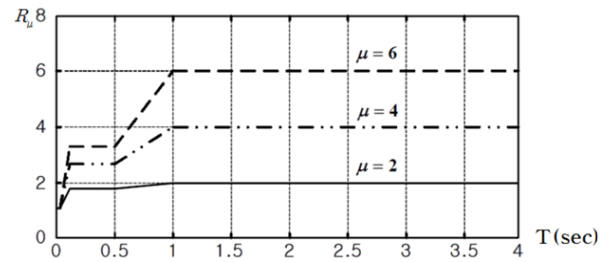


Fig. 1  $R_\mu - \mu - T$  (Newmark & Hall)

Table 1 Redundancy factor( $R_r$ )

Seismic Resisting Frame	Redundancy factor( $R_r$ )
2	0.71
3	0.86
> 4	1.00

### 2.3 감쇠계수( $R_\zeta$ )

감쇠계수는 건물의 하중-변위응답에 대한 추가적인 감쇠장치의 효과를 고려하기 위한 것이다. 점성감쇠장치 등에 의해서 기대할 수 있는 응답의 감소를 고려할 때 사용하며 추가적인 감쇠장치가 없을 경우 그 값을 1로 한다. 건물 골조 시스템의 이력거동이나 고유감쇠에 의한 에너지 소산은 감쇠계수 산정 시 포함되지 않는다. 본 연구의 해석모델은 점성감쇠장치를 사용하지 않았으므로 감쇠계수는  $R_\zeta=1$ 이다.

### 2.4 잉여도계수( $R_r$ )

잉여도 계수는 건물의 장변방향 및 단변방향 각각에 대하여 수직방향 내진골조의 개수로부터 산정되는 것으로서 내진골조 시스템의 신뢰성을 평가하기 위한 것이다. ATC-19에서는 Table 1과 같이 잉여도 계수를 제시하고 있다. 본 연구의 해석모델은 각 방향 내진골조수가 4이므로 잉여도계수는  $R_r=1$ 이다

## 3. 해석모델

역V형 가새골조의 거동에 가장 큰 영향을 미치는 인자는 링크의 길이이다. Popov 등의 연구에 의하면 링크보의 길이가  $2.6M_p/V_p$  보다 길어지면 모멘트 소성힌지(Plastic moment hinge, 이하 PMH)가 형성되고 링크길이가  $1.6M_p/V_p$  보다 짧아지면 전단소성힌지(Plastic shear

hinge, 이하 PSH)가 형성된다. 링크길이가  $1.6M_p/V_p$ 와  $2.6M_p/V_p$  사이일 때는 전단과 휨의 조합에 의한 항복이 발생한다. (PSH+PMH)

본 연구에서는 링크길이  $e$ 를 식 (4)와 같이 표시하였다.

$$e = \alpha(M_p/V_p) \quad (4)$$

여기서,  $\alpha$ 는 편심계수,  $e$ 는 링크길이,  $M_p$ 는 링크 소성모멘트강도,  $V_p$ 는 링크 소성전단강도이다.

### 3.1 단층모델

단층모델은 Fig. 2와 같이 Span  $L=6m$ , 층고  $h=3.6m$ 로 하였으며  $e$ 는 편심길이를 나타낸다. 부재는 모두 SS400을 사용하고 각 부재의 단면은 Table 2와 같다. KBC2009 건축기준에 따라 보는 내진콤팩트 단면을 사용하였다. 앞에서 정의한 편심계수  $\alpha$  값을 0부터 3.2까지(0.2씩 증가) 취하였으며 각  $\alpha$  값에 대응되는 편심길이  $e$ 를 구하여 단층해석모델을 설정하였다. 단층모델의 편심계수  $\alpha$ 와 편심길이  $e$ 는 Table 3에서 나타낸 바와 같다.

### 3.2 다층모델

다층 모델은 Fig. 3과 같이 9층 3경간 모델로서 Span  $L=6m$ , 층고  $h=3.6m$ 로 하였고 Column, Beam, Link, Brace의 size는 단층 모델과 동일한 부재를 사용하였다. 해석모델은 서울시에 위치한 사무용 건물로서 지반종류는 다단한 토사지반으로 설정하였다.

KBC 2009규정에 따라 서울지역은 지진구역 1에 속하므로 지역계수  $S = 0.22g$ 이고 지반종류는  $S_d$ 에 속하며 사무용건

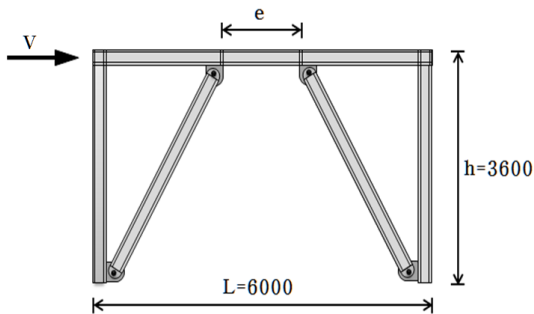


Fig. 2 One Story Model

물이므로 건물의 중요도는 1급이고 내진등급은 I급이며 중요도계수  $I_E = 1.2$ 이다. 따라서 고정하중은  $4.5KN/m^2$ , 활하중은  $2.5KN/m^2$ 로 모든 층에 동일하게 적용하였다.

Table 2 One Story Model

Link Beam Length (mm)	Eccentricity Factor( $\alpha$ )	Note
e=0	0.0	CBF
e=130	0.2	PSH
e=250	0.4	
e=380	0.6	
e=500	0.8	
e=630	1.0	
e=760	1.2	
e=880	1.4	PSH Critical Point
e=1010	1.6	
e=1130	1.8	
e=1260	2.0	PSH+PMH
e=1390	2.2	
e=1510	2.4	PMH Critical Point
e=1640	2.6	
e=1760	2.8	
e=1890	3.0	
e=2020	3.2	PMH

Table 3 The element of one story model

Element	Section	Flange $\lambda_f = b/2t_f$	Web $\lambda_w = h/t_w$
Column	H-350×175×4.5×6	$\lambda_{pf} < 14.5 < \lambda_r$	$75.11 < \lambda_{pw}$
Beam	H-400×200×8×13	$7.6 < \lambda_{pf}$	$46.75 < \lambda_{pw}$
Link	H-400×200×8×13	$7.6 < \lambda_{pf}$	$46.75 < \lambda_{pw}$
Brace	H-208×200×10×6	$\lambda_{pf} < 16.6 < \lambda_r$	$19.6 < \lambda_{pw}$

$$*\lambda_r = 1.0 \sqrt{E/F_y} = 1.0 \times \sqrt{205000/235} = 29.53$$

$$*\lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{E/F_y} = 0.38 \times \sqrt{205000/235} = 11.22$$

$$*\lambda_{pw} = 3.14 \sqrt{E/F_y} = 3.14 \times \sqrt{205000/235} = 92.74$$

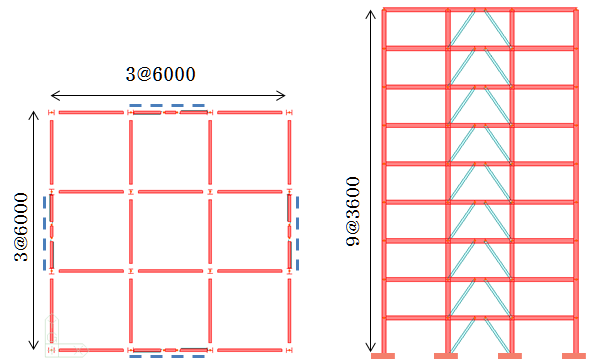


Fig. 3 Multi Story Model

## 4. 해석결과

### 4.1 단층 해석결과

pushover 해석은 구조물의 성능을 평가하는 대표적인 방법의 하나로 구조물에 하중을 점진적으로 증가시킴으로써 붕괴메커니즘 형성에 따라 구조물의 성능을 평가하는 방법이다.

본 연구에서는 MIDAS/Gen을 사용하여 pushover 해석을 수행하였으며 구조물의 고유치 해석을 통한 1차 모드 형태에 비례하는 횡하중 분포를 사용하였다. 또한 소성힌지는 Fig. 4와 같이 FEMA에서 제공하는 힌지특성을 사용하여 프로그램에서 자동계산 하도록 하였다. 단층 역 V형가새골조에 대한 Pushover 해석결과를 Fig. 5에 나타내었다. 편심계수  $\alpha$  값이 0일 경우에는 중심가새골조이고,  $\alpha$  값이 0.2~1.6일 경우 전단소성힌지가 발생하며 1.6~2.6일 경우에는 전단소성힌지와 모멘트소성힌지가 모두 발생하고 2.6~3.2일 경우에는 모멘트소성힌지가 발생하게 된다. 밀면전단력 P를 링크의 소성전단력  $V_{bp}$ 로 무차원하여 나타내었고 단층모델의 횡변위  $\delta$ 를 층고 h로 무차원 하였다.

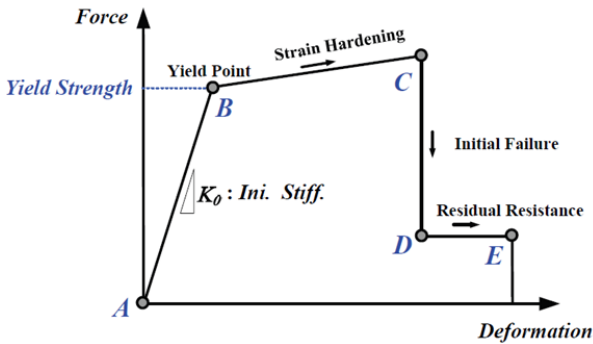


Fig. 4 Plastic hinge Type (FEMA)

Table 4 FEMA Hinge

A	Un loaded
B	Nominal yield strength
IO	Immediate Occupancy
LS	Life Safety
CP	Collapse Prevention
D	Nominal strength

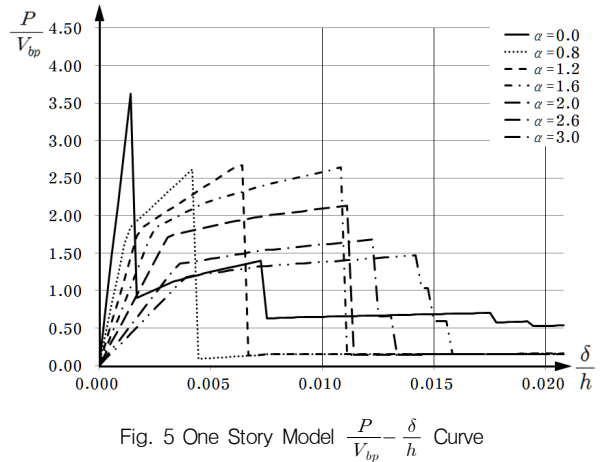


Fig. 5 One Story Model  $\frac{P}{V_{bp}} - \frac{\delta}{h}$  Curve

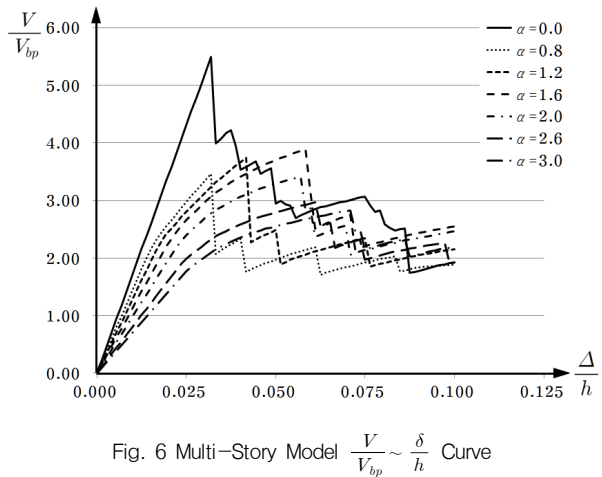


Fig. 6 Multi-Story Model  $\frac{V}{V_{bp}} - \frac{\Delta}{h}$  Curve

### 4.2 다층 해석결과

Fig. 6은 9층 해석모델의 편심길이에 따른 pushover 해석결과이다. 종축은 밀면전단력(V)를 보의 소성전단강도( $V_{bp}$ )로 무차원하였고 횡축은 최상층에서의 횡변위( $\Delta$ )를 층고(h)로 무차원하여 표시하였다.

Fig. 7~13은 한계상태에서의 소성힌지 발생 상황과 층간변위를 나타낸다. 여기서 한계상태는 FEMA-356 연방재난관리청)에서 규정하고 있는 가새골조의 붕괴방지 수준 즉 최대층간변위가 층고의 2%일 때를 말한다.

## 5. 분석 및 고찰

### 5.1 단층모델

#### 5.1.1 탄성영역에서의 강성

Fig. 14는 편심길이에 따른 각 모델의 탄성영역에서의

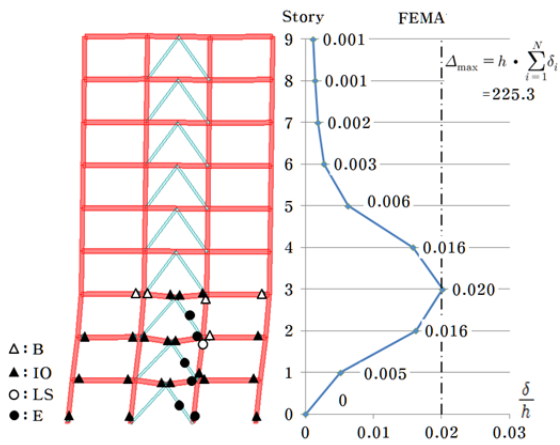


Fig. 7 Plastic hinge & Story Drift ( $\alpha = 0.0$ )

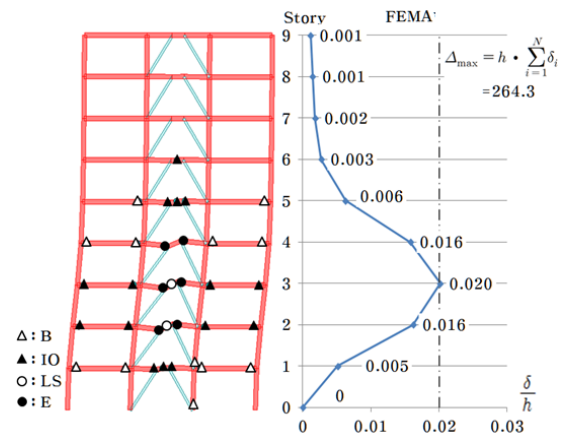


Fig. 10 Plastic hinge & Story Drift ( $\alpha = 1.6$ )

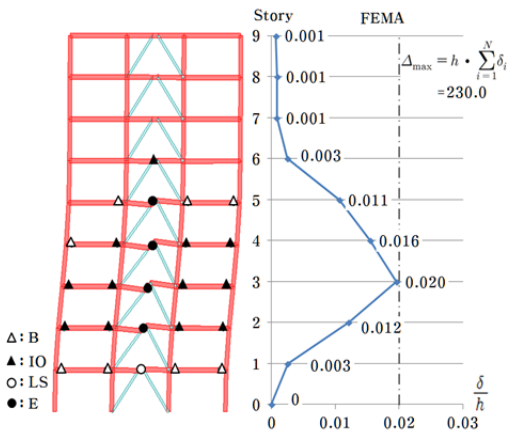


Fig. 8 Plastic hinge & Story Drift ( $\alpha = 0.8$ )

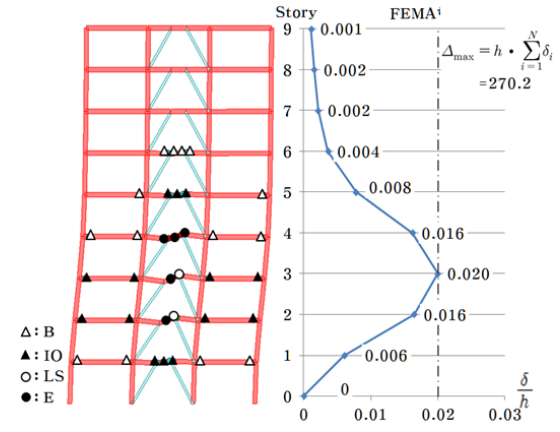


Fig. 11 Plastic hinge & Story Drift ( $\alpha = 2.0$ )

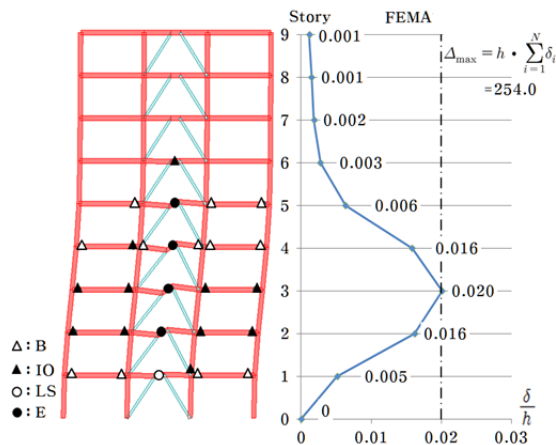


Fig. 9 Plastic hinge & Story Drift ( $\alpha = 1.2$ )

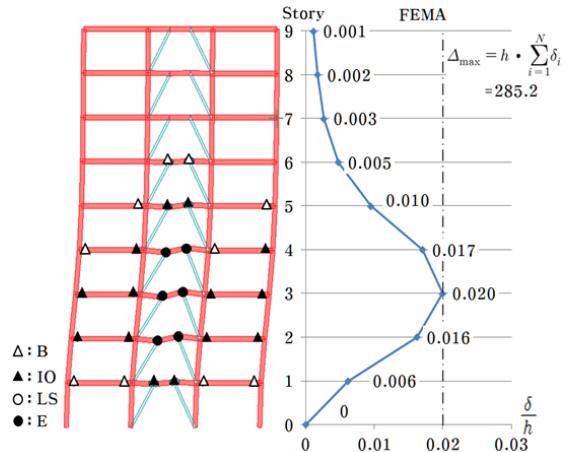


Fig. 12 Plastic hinge & Story Drift ( $\alpha = 2.6$ )

강성을 중심가새골조의 탄성영역에서의 강성을 비교한 결과이다. 여기서  $K_i$ 는 편심계수  $\alpha$ 값이  $i$ 일 때의 탄성 구간 강성이고  $K_0$ 는 편심계수  $\alpha$ 값이 0일 때 즉 중심가

새골조의 탄성영역에서의 강성을 표시한다.

전체적으로 편심길이가 증가함에 따라 역V형 단층가새골조의 강성은 점점 작아지며 PSH경계에서의 탄성구간

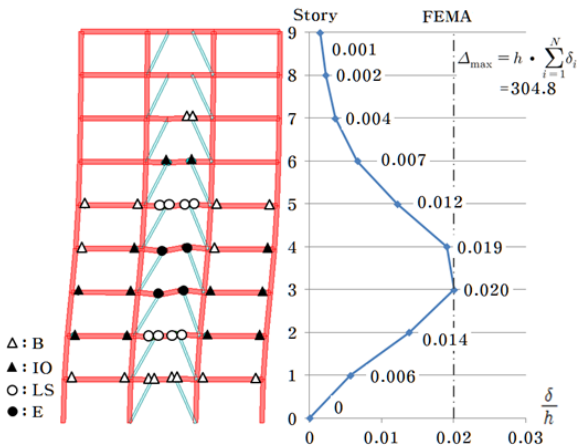


Fig. 13 Plastic hinge & Story Drift ( $\alpha = 3.0$ )

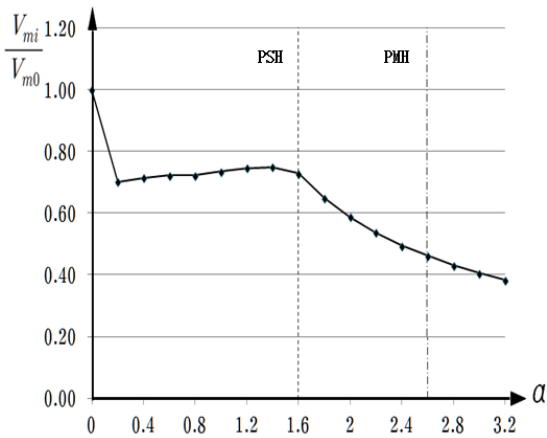


Fig. 14  $K_{ei}/K_{e0} - \alpha$  (Single-Story)

의 강성은 중심가새골조의 29%, PMH경계에서의 탄성구간의 강성은 중심가새골조의 14%로 나타났다.

### 5.1.2 최대 밀면전단력

$V_{mi}$ 는 편심계수  $\alpha$  값이  $i$ 일 때의 최대밀면전단력이고  $V_{m0}$ 는 편심계수  $\alpha$  값이 0일 때 즉 중심가새골조의 최대 밀면전단력을 표시한다. Fig. 15는 편심길이에 따른 각 모델의 최대밀면전단력을 중심가새 단층모델의 최대 밀면전단력과 비교한 그래프이다.

중심가새 단층골조일 경우 제일 큰 값을 나타내고 PSH 발생 구간에서는 중심가새골조의 70% 정도의 최대 밀면전단력을 받으며 편심길이의 증가에 따라 큰 변화가 없다. PSH+PMH 발생 구간 및 PMH 발생 구간에서는 최대밀면전단력이 중심가새골조의 73%에서 38%까지 편심길이가 증가함에 따라 점차 감소하는 것으로 나타났다.

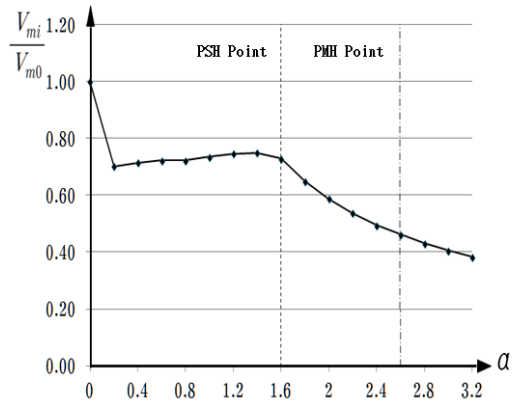


Fig. 15  $V_{mi}/V_{m0} - \alpha$  (Single-Story)

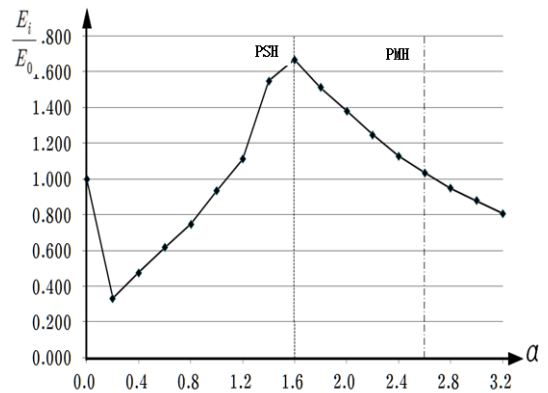


Fig. 16  $E_i/E_0 - \alpha$  (Single-Story)

### 5.1.3 에너지 소산량

편심계수  $\alpha$  값이  $i$ 일 때 에너지 소산량을  $E_i$ 로 표시하고 중심가새골조의 에너지 소산량을  $E_0$ 로 표시하였다. Fig. 16은 편심길이에 따른 각 단층모델의 에너지 소산량을 중심가새골조의 에너지 소산량과 비교한 그래프이다.  $\alpha = 1.6$ 일 경우 에너지 소산량은 중심가새골조의 1.67 배로 최대 값을 나타냄을 알 수 있다.

## 5.2 다층 모델

해석모델에 대한 Puhover해석으로부터 얻은 하중변위 곡선을 이선형화 하여 구조물의 항복점에서의 밀면전단력  $V_Y$ 와 항복변위  $\Delta_Y$ 를 구할 수 있으며  $\Delta_{max}$ 는 FEMA에서 제시한 한계상태 즉 최대층간변위가 층고의 2%일 때의 최상층 횡변위 값을 취한다.

$$\Delta_{max} = h \cdot \sum_{i=1}^N \delta_i \quad (5)$$

여기서  $h$ 는 층고,  $\delta_i$ 는 한계상태에서의 각층의 층간변위,  $N$ 은 층수 ( $N=9$ )이다.

이선형화방법은 초기 강성은 원점과 설계밀면전단력  $V_D$ 를 연결하는 직선에 의해 결정하였으며 성능곡선에 의한 면적과 이선형화 곡선에 의한 면적이 같게 하였다. Fig. 18~Fig. 24는 해석모델의 pushover 곡선을 Fig. 17과 같은 방법으로 Bilinear한 것이다.

각 해석모델의 이선형화를 통해 얻은 항복점에서의 전단력, 횡변위, 연성계수, 초강도계수 및 반응수정계수를 Table 5에 정리하였다. Fig. 25에서  $\alpha = 0$ 일 경우 반응

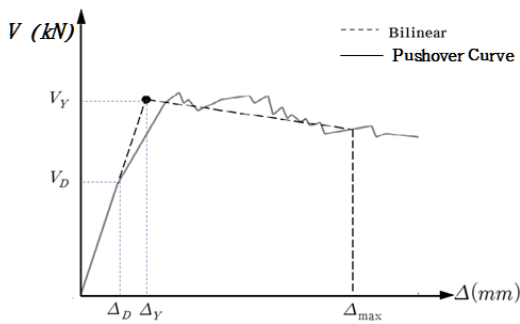


Fig. 17 pushover Curve to Bilinear

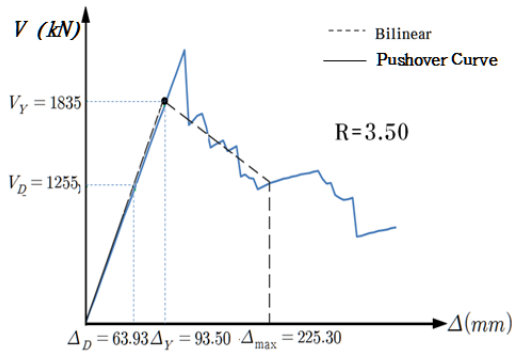


Fig. 18 pushover Curve ( $\alpha = 0.0$ )

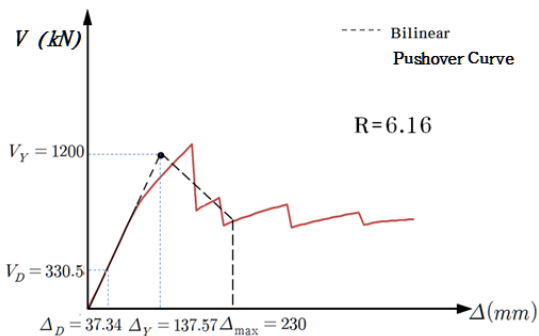


Fig. 19 pushover Curve ( $\alpha = 0.8$ )

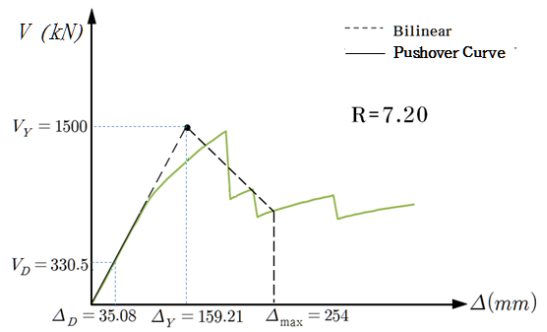


Fig. 20 pushover Curve ( $\alpha = 1.2$ )

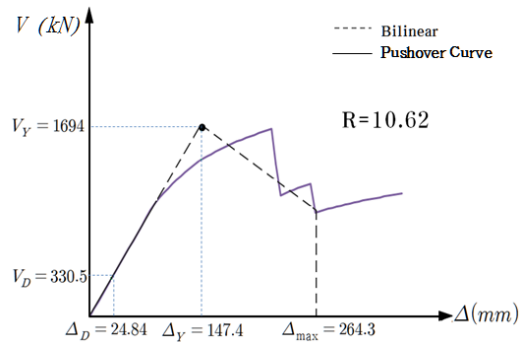


Fig. 21 pushover Curve ( $\alpha = 1.6$ )

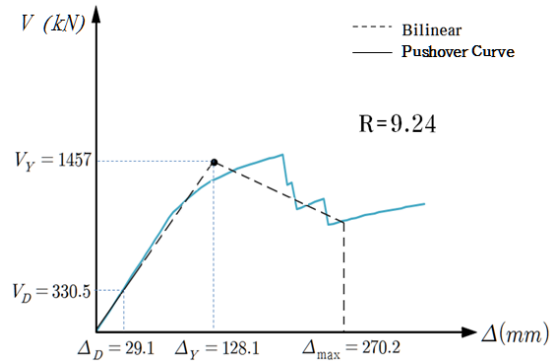


Fig. 22 pushover Curve ( $\alpha = 2.0$ )

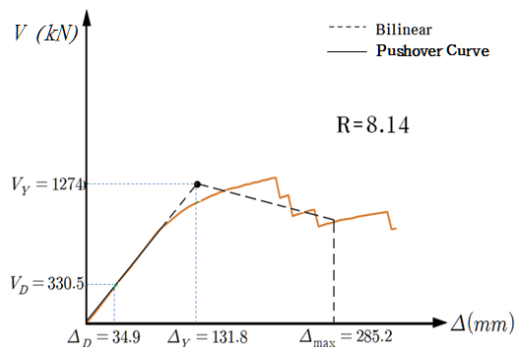


Fig. 23 pushover Curve ( $\alpha = 2.6$ )

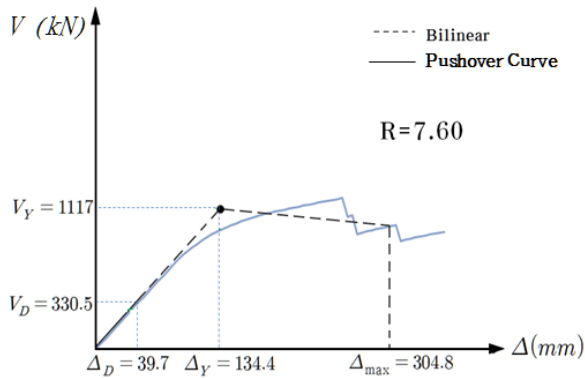


Fig. 24 pushover Curve( $\alpha = 3.0$ )

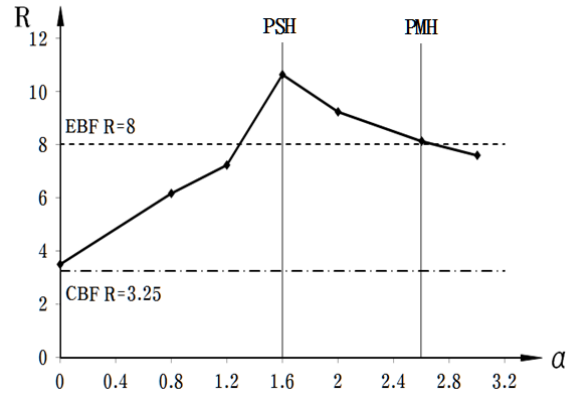


Fig. 25  $\alpha$ -R Curve (Multi Story Model)

Table 5 Analyst Results of Multi-Story

	$\alpha=0$	$\alpha=0.8$	$\alpha=1.2$	$\alpha=1.6$	$\alpha=2.0$	$\alpha=2.6$	$\alpha=3.0$
$V_D$ (kN)	1255	330.5	330.5	330.5	330.5	330.5	330.5
$V_Y$ (kN)	1835.4	1202.0	1503.0	1694.8	1457	1247.3	1117.7
$\Delta_Y$ (mm)	93.5	135.57	159.21	127.4	128.1	131.8	134.4
$\Delta_{max}$ (mm)	225.3	230.0	254.0	264.3	270.2	285.2	304.8
$\Delta_D$ (mm)	63.93	37.34	35.08	24.84	29.06	34.92	39.74
Ductility Ratio ( $\mu$ )	2.40	1.69	1.59	2.07	2.10	2.16	2.26
Ductility Factor ( $R_\mu$ )	2.40	1.69	1.59	2.07	2.10	2.16	2.26
Overstrength Factor ( $R_o$ )	1.46	3.63	4.53	5.13	4.40	3.77	3.38
Response Modification Factor ( $R$ )	3.50	6.16	7.20	10.62	9.24	8.14	7.6

수정계수(R) 값은 3.5로서 기준 값 3.25와 근사한 값을 나타내었다. 이는 중심가새골조에 대한 반응수정계수(R)는 적절함을 의미하며 역V형 가새골조 구조물에 대하여 반응수정계수(R) R=3.25를 적용하여 내진설계를 할 경우 내진성능을 만족시킬 수 있다.

$\alpha = 1.6, 2.0, 2.6$ 일 경우 반응수정계수 값은 각각 10.62, 9.24, 8.14로 기준 값 8보다 크거나 비슷한 값을 나타냈다. 이는 편심계수 값이 1.6, 2.0, 2.6인 구조물에 대하여 반응수정계수(R) R을 8로 적용하여 내진설계를 할 경우 내진성능을 만족시킴을 의미한다.

편심계수  $\alpha$  값이 0.8, 1.2, 3.0인 경우 실제 구조물의 반응수정계수(R) 값은 기준 값보다 작은 값을 나타냈다. 이러한 구조물을 반응수정계수 R=8로 적용하여 내진설계를 할 경우 비탄성 거동 능력에 대한 과대평가로서 내진성능을 만족시키지 못하며 안전성이 우려된다.

## 6. 결론

이상의 역V형 가새골조에 대한 연구를 통해 얻은 결론

은 다음과 같다.

- (1) 편심계수( $\alpha$ )의 변화에 따른 탄성영역에서의 강성( $K_i$ )에 대한  $\alpha = 0$ 일 때의 강성( $K_0$ )의 비( $K_i/K_0$ )는  $0.1 \leq K_i/K_0 \leq 1$ 의 분포로 나타났고 편심계수( $\alpha$ )가 증가함에 따라  $K_i/K_0$ 는 감소하는 것을 알 수 있다.
- (2) 편심계수( $\alpha$ )의 변화에 따른 최대 밀면전단력 ( $V_{mi}$ )에 대한  $\alpha = 0$ 일 경우의 밀면전단력( $V_{m0}$ )의 비 ( $V_{mi}/V_{m0}$ )는  $0 \leq \alpha \leq 1.6$ 일 경우  $1.0 \leq V_{mi}/V_{m0} \leq 0.75$ 의 분포가 나타나고  $1.6 < \alpha < 2.6$ 일 경우  $0.73 < V_{mi}/V_{m0} < 0.49$ 의 분포를 나타내며,  $2.6 \leq \alpha \leq 3.2$ 일 경우  $0.46 \leq V_{mi}/V_{m0} \leq 0.38$ 의 분포를 나타낸다.
- (3) 편심계수( $\alpha$ )의 변화에 따른 에너지 소산량( $E_i$ )에 대한  $\alpha = 0$ 일 때의 에너지 소산량( $E_0$ )의 비( $E_i/E_0$ )는  $0 \leq \alpha \leq 1.6$ 일 경우 편심계수( $\alpha$ )의 증가에



따라 증가하며  $0.33 < E_i/E_0 \leq 1.67$ 의 분포를 나타내고,  $1.6 < \alpha \leq 3.2$ 일 경우 편심계수( $\alpha$ )의 증가에 따라 감소하며  $0.81 < E_i/E_0 \leq 1.67$ 의 분포를 나타낸다.

- (4) 반응수정계수(R)는 중심가새골조( $\alpha = 0$ )일 경우  $R=3.50$ 에 대한 KBC 2009에서 제시한 기준 값  $R_{CBF} = 3.25$ 비는  $R/R_{CBF} = 1.07$ 이므로 안전함을 확인하였다. 그러나 편심계수( $\alpha$ )  $0.8 \leq \alpha \leq 1.2$ 일 경우와  $\alpha \geq 3.0$ 일 경우의 반응수정계수에 대한 KBC 2009에서 제시한 편심가새골조의 반응수정계수 기준 값  $R_{EBF}=8$ 의 비는  $0.77 \leq R/R_{EBF} \leq 0.95$ 의 분포로 기준 값을 적용할 경우 불합리함을 확인 하였다. 또한  $1.6 \leq \alpha \leq 2.6$ 일 경우의 반응수정계수에 대한  $R_{EBF}$ 의 비는  $1.02 \leq R/R_{EBF} \leq 1.33$ 의 분포로 내진성능을 만족함을 알 수 있다. 따라서 편심가새골조의 반응수정계수는 편심길이에 따라 세분화하여 적용하는 것이 합리적이라고 판단된다.

#### 참고문헌

- AlexH. Barbat, Luis G. Pujades, Nieves Lanada, "Seismic damage evaluation in urban areas using the capacity spectrum".
- Architectural Institute of Korea, "Design Application with Limit State Design Method for Structural Steel Building", 2002.
- ATC, "Tentative provisions for the development of seismic regulations for buildings", ATC-3-06, Applied Technology Council, Redwood City, California, 1978, pp.45-53.
- Black, C., Makris, N. and Aiken, I., "Component testing, stability analysis and characterization of buckling restrained unbonded braces", Report No. PEER-2002/08, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley, 2002.
- Earthquake Engineering Society of Korea, "Study on the Seismic Design Regulations (II)", 1997. (In Korean)
- ErolKalkan, SashiK. Kunnath, "Assessment of current nonlinear static procedures for seismic evaluation of buildings", Engineering Structures, vol. 29, No. 1, 2007, pp.305-316.
- Kim Jinkoo, Nam Kwanghee, "Response Modification Factors of Inverted V-type Special Concentrically Braced Frames", Journal of the Earthquake Engineering Society of Korea. vol. 8, No. 1, 2004. (In Korean)
- Kim Jinkoo, Nam Kwanghee, "Response Modification Factors of Inverted V-type Ordinary Concentrically Braced Frames", Journal of the Earthquake Engineering Society of Korea. vol. 8, No. 3, 2004. (In Korean)
- Kim Nam Hun, Lee Cheol Ho, "Inelastic Behavior and Seismic Retrofit of Inverted V Braced Steel Frames", International Journal of Steel Structures, vol. 15, No. 1, 2003. (In Korean)
- Kim Sang Mo, Kim Pil Jung, Kim Gyu Seok, "A Study on the Strength Evaluation of the K type Braced Steel Frame", Journal of Architectural Institute of Korea, vol. 10, No. 1, 1990. (In Korean)
- Michel Bruneau & Chia-Ming Uang & Andrew Whitaker, "Ductile Design of Steel Structures", McGraw-Hill Book Company, 1998.
- The Korean Structural Engineers Association, "Seismic Design of Steel Buildings per KBC 2009", 2010. (In Korean).

Received : 07/30/2012  
 Revised : 09/18/2012  
 Accepted : 09/21/2012

#### 요 지

철골구조에서 지진력 저항시스템으로 많이 사용되고 있는 가새골조시스템은 중심가새골조(Concentrically Braced Frames, CBF)와 편심가새골조(Eccentrically Braced Frames, EBF)로 구분하여 KBC2009 건축구조기준에서는 서로 다른 반응수정계수를 적용하여 설계하도록 되어있다. 현행 내진설계기준에서 편심가새골조에 대하여 링크 타단 접합부의 종류에 따라 모멘트 저항 접합일 경우 반응수정계수는  $R=8$ , 비모멘트 저항접합일 경우 반응수정계수  $R=7$ 로 적용하여 설계하도록 규정하고 있을 뿐 편심길이의 영향을 고려하지 않고 있다. 본 연구에서는 편심가새골조 중에서 역V형가새골조를 대상으로 비탄성 거동을 파악한 다음 편심길이에 따른 반응수정계수를 산정하여 내진설계 기준에서 제시한 값과 비교한 결과 편심가새골조에 대하여 동일한 반응수정계수를 적용하는 것은 적절하지 않음을 확인하였다.

핵심 용어 : 역V형가새, 편심가새골조, 반응수정계수