

## 철골가새골조의 반응수정계수 Response Modification Factor of Steel Braced Frames

김진구\*                      남광희\*\*                      최현훈\*\*\*  
Kim, Jinkoo                  Nam, Kwanghee                  Choi, Hyunhoon

### ABSTRACT

The overstrength factor and the ductility factor are the two important factors that determines response modification factors used in current seismic codes. The objective of this paper is to obtain the overstrength and ductility factors of special concentric braced frames. For this purpose pushover analysis is performed with model structures until the maximum inter-story drift reaches 2.5% of story height. According to the analysis results, the overstrength factors increase as the height of structures decreases and the span length increases. Ductility factors for mid-story structures turns out to be higher than the other structures and span length does not contribute much to ductility factors.

### 1. 서론

ATC 3-06<sup>(1)</sup> 보고서에서 처음 도입된 반응수정계수(response modification factor)는 과거 지진에서 관측된 구조물의 성능수준과 전문가들의 경험을 바탕으로 합의를 통해서 결정된 것이며, 기술적, 실증적 자료가 부족하다. 또한 ATC-19<sup>(2)</sup> 보고서에서 지적하였듯이 높이가 다른 구조물에 대해서 동일한 반응수정계수 값을 적용하는 것은 합리적이지 않고, 반응수정계수 산정시 시스템 연성비, 초과강도, 잉여도 등과 같은 요소들이 반응수정계수에 미치는 기여도가 명확하게 규명되어 있지 않다. 이러한 문제점을 해결하고 보다 합리적이고 신뢰할 수 있는 반응수정계수를 산정하기 위하여 많은 연구가 진행되어 왔다. ATC-19와 ATC-34<sup>(3)</sup>에서는 초과강도계수(overstreth factor), 연성계수(ductility factor)와 잉여도계수(redundancy factor)를 곱하여 반응수정계수를 산정하였다. Osteraas와 Krawinkler<sup>(4)</sup>는 모멘트골조, 가새골조의 초과강도계수에 대한 해석적 연구를 수행하였다. Uang<sup>(5)</sup>은 4층에서 12층의 SMRF(special steel moment resisting frames)에 대한 초과강도계수를 산정하였는데, 그의 연구결과에 의하면 4층 구조물이 12층 구조물 보다 약 40%가 더 큰 강도를 보유하고 있고, 동일한 구조시스템에서는 지진 위험도가 낮은 지역에서 초과강도가 더 큼을 알 수 있다. 최근 다양한 하중조합에 대하여 설계된 강접과 반강접 모멘트골조, 중심가새골조, 채움벽이 있는 골조에 대한 강도계수와 연성계수에 대한 Balendra와 Huang<sup>(6)</sup>의 연구결과에 따르면, 중력하중이 증가할수

\* 성균관대학교 건축공학과, 조교수  
\*\* 성균관대학교 건축공학과, 석사과정  
\*\*\* 성균관대학교 건축공학과, 박사과정

록, 구조물의 높이가 낮아질수록 강도계수가 증가하였고, 반강접 모멘트골조의 강도계수는 50%정도 감소하고, 연성계수는 25%정도 증가하였다. 가새골조는 가새의 설치형태에 관계없이 비슷한 강도계수와 연성계수를 나타내었다.

이러한 연구결과에 따르면 동일한 구조시스템에 대하여는 하나의 반응수정계수를 사용하는 현행 기준과 달리 구조물의 높이에 따라 그리고 작용하중에 따라 반응수정계수가 달라짐을 알 수 있다. 현재까지 보다 합리적인 반응수정계수를 산정하기 위한 많은 연구가 수행되었지만 이들 연구는 대부분 제한적인 모델에 대하여 이루어졌다. 특히 가새골조에 대한 연구는 더욱 부족하다고 할 수 있다. 더욱이 역V형 가새골조 (chevron braced frame)의 압축가새가 좌굴한 이후에 발생하는 불균형력을 고려한 특수중심가새골조 (special concentric braced frame, SCBF)에 대한 연구는 아직 수행된 예가 없다. 따라서 본 연구에서는 SCBF의 높이와 경간의 길이를 변화시킨 21개의 구조물에 대하여 강도계수와 연성계수를 구하고, 이를 이용하여 반응수정계수를 산정하였다.

## 2. 반응수정계수의 산정

ATC-19에 따르면 반응수정계수는 초과강도계수(overstrength factor,  $R_o$ ), 연성계수(ductility factor,  $R_\mu$ ), 잉여도계수(redundancy factor,  $R_r$ )와 감쇠계수(damping factor,  $R_\xi$ )의 항으로 구성된다. 여기서  $R_o$ 는 구조물의 실제 강도가 일반적으로 설계강도를 초과하는 현상을 고려하기 위한 계수이다.  $R_\mu$ 는 구조물의 비탄성 거동에 의한 전체 시스템의 변위연성비와 관계된 계수이다. 이 두 계수는 모두 구조물의 주기에 따라 달라지는 것으로 알려져 있다. 구조물의 잉여도는  $R_r$ 에 의하여 고려되고 감쇠계수는 부가감쇠장치의 효과를 반영하기 위한 계수이며, 잉여도가 충분하다고 가정하면  $R_r$ 은 1이 된다. 부가적인 감쇠장치가 없는 경우에는  $R_\xi$  또한 1이 된다. 따라서 이러한 경우 구조물의 반응수정계수는 초과강도계수와 연성계수의 곱으로 나타낼 수 있다. 일반적인 구조물의 비탄성 거동은 그림 1과 같이 나타낼 수 있으며  $R_\mu$ 와  $R_o$ 는 다음의 식 (1)과 같이 정의된다.

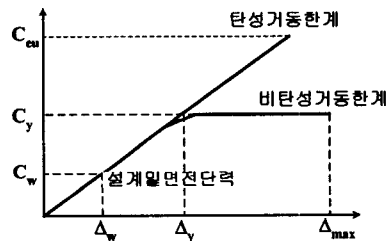


그림 1. 일반적인 구조물의 거동

$$R_\mu = \frac{C_{eu}}{C_y}, \quad R_o = \frac{C_y}{C_w} \quad (1)$$

여기서,  $C_{eu}$ 는 구조물이 탄성적으로 거동하기 위하여 필요한 최대 밀면전단력이며,  $C_y$ 는 최대 비탄성변위에 해당하는 구조물의 밀면전단력을 나타낸다. 그리고  $C_w$ 는 구조물의 설계 밀면전단력이다.

### 3. 예제 모델의 설계

본 연구에서 사용된 가새골조는 AISC의 강도설계기준과 철골건물의 내진기준<sup>(7)</sup>에 따라 특수중심중가새골조(SCBF)로 설계하였다. 구조물의 높이에 따른 각 계수의 변화를 고려하기 위하여 3, 6, 9, 12, 15, 18, 21층 구조물을 설계하였고 또한 경간 길이의 영향을 살펴보기 위하여 각 높이의 구조물에 대하여 Y축 방향 경간 길이는 10m로 고정하고 X축 방향의 경간의 길이를 6, 8, 10m로 변화시켰다. 구조물의 평면은 그림 2와 같으며, 가새는 가운데 경간에 역V형 형태로 설치하였다.

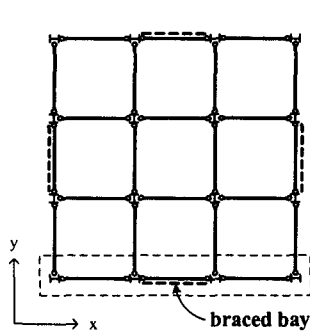


그림 2. 예제 모델의 평면

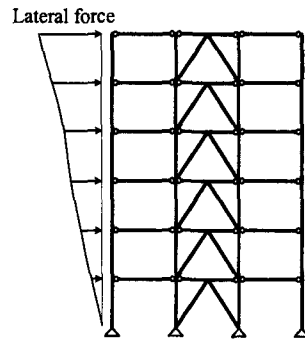


그림 3. 6층 예제 모델

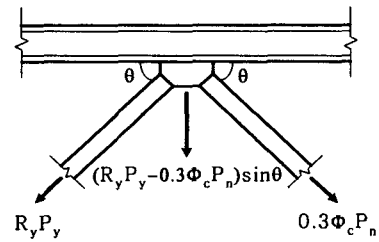


그림 4. 보에서의 불균형력

설계지진하중은 IBC-2000<sup>(8)</sup>의 내진설계범주  $D(S_{DS} = 0.5g)$ 와 지반조건 B(암반)에 해당하고, 반응수정계수는 6.0을 사용하였다. AISC에서는 SCBF의 설계시 기둥과 가새에 대한 세장비와 폭두께비에 대한 제한을 강화하였으며, 보와 가새의 접합부는 압축가새와 인장가새에서 발생하는 불균형력( $Q_b$ )을 고려하도록 하였다. 그림 4에 나타난 불균형력은 인장가새에서 최소  $R_y P_y$ 을, 압축가새에서 최대  $0.3\Phi_c P_n$ 을 사용하여 계산하도록 규정되어 있으며, 식 (2)와 같이 표현된다.

$$Q_b = (R_y P_y - 0.3\Phi_c P_n) \times \sin \theta = (R_y A_g F_y - 0.3\Phi_c A_g F_{cr}) \times \sin \theta \quad (2)$$

여기서  $R_y$ 는 기대되는 항복강도와 최소항복강도( $F_y$ )의 비를 말한다.

설계시 사용된 하중조합은 NEHRP Recommended Provisions<sup>(9)</sup>에서 지진하중이 포함된 것들 중에서 가장 불리한 상태의 하중을 선택하였고, 기타 설계 조건들은 다음과 같다.

- (1) 고정하중과 적재하중은 각각  $500\text{kgf/m}^2$ ,  $250\text{kgf/m}^2$ 으로 모든 층에 동일하다.
- (2) 모든 층의 높이는 3.6m로 동일하다.
- (3) 보와 기둥의 접합부, 1층 기둥의 밑면은 모두 힌지접합이다.
- (4) 가새가 연결된 기둥은 중력하중뿐만 아니라 가새에서 전달되는 축하중에 대하여 설계하였다.
- (5) 보와 기둥, 가새에 사용한 강재는 3-15층 모델에서는 SS400, 18-21층 모델에서는 SS490을 사용하였다.

## 4. 예제 해석

### 4.1 pushover 해석

설계된 구조물의 pushover 해석은 가새가 모든 횡력을 지지한다고 가정하였으므로 그림 2의 점선으로 표시된 바와 같이, 가새가 설치된 X방향의 외부골조에 대해서만 수행하였다. 해석은 DRAIN-2DX<sup>(10)</sup>를 사용하였으며, 가새의 거동은 그림 5에서 나타낸 Jain-Goel 모델<sup>(11)</sup>을 사용하였다. 수직하중은 고정하중만을 고려하였고, 보와 기둥의 항복 후 강성비는 2%로 가정하였으며,  $P-\Delta$ 효과를 고려하였다.

Pushover 해석을 위한 횡력은 고유치 해석을 통한 1차 모드 형태로 그림 3에서와 같은 방향으로 가하였으며, 최상층 변위가 구조물 높이의 2.5%에 도달할 때까지 수행하였다. 예제 모델 중 9층 구조물에 대한 밀면전단력-최대변위 관계를 그림 6에 나타내었다.

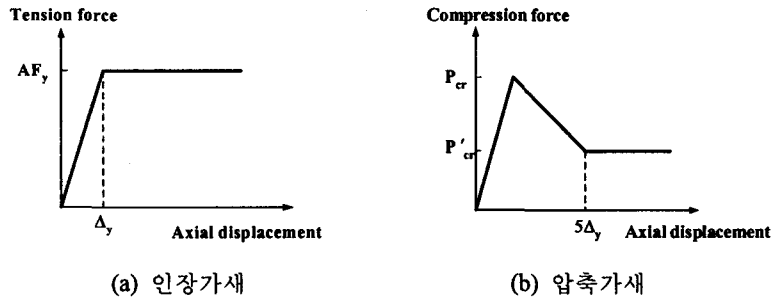


그림 5. Jain-Goel의 가새 모델

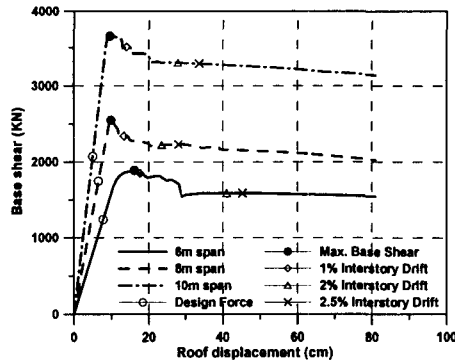


그림 6. 9층 구조물의 Pushover 곡선

### 4.2 초과강도계수

ATC-19에서는 pushover 곡선상에서 현저한 항복점 (significant yield point)의 밀면전단력을 이용하여 초과강도계수를 구하고 있다. 구조물의 초기 항복 이후에도 하중이 계속 증가하는 경우 pushover 곡선을 이선형화(bilinear)하여 항복점을 결정하는 것이 일반적이지만, 가새골조에서는 그림 6에 나타낸 바와 같이 각 층별 압축가새의 좌굴로 인하여 pushover 곡선이 급격하게 변하는 특성이 있다. 따라서 본 연구에서는 구조물의 최대 밀면전단력이 발생하는 지점을 기준으로 초과강도계수를 산정하였다. 구조물의 높이와 보의 길이에 따른 초과강도계수의 변화는 그림 7에 나타내었다. 대체적으로 보의 길이가 증가할수록  $R_o$ 는 증가하며, 구조물의 높이가 낮아질수록  $R_o$ 가 증

가함을 알 수 있다. 이는 스패 길이가 증가함에 따라 구조물의 중량에 의한 중력하중이 비례적으로 증가하기 때문이며, 구조물이 낮아질수록 중력하중의 영향이 횡력에 비하여 크게 작용하기 때문이라 볼 수 있다. 여기서  $R_o$ 는 스패의 길이나 구조물의 높이에 따라 변화하나, 그에 따라 상대적으로 설계밀면전단력 또한 달라지므로, 그 관계는 선형적이지는 않음을 알 수 있다. 또한  $R_o$ 는 IBC-2000에서 제시한 값인 2보다 저층에서는 큰 값을 가지며, 중층 이상에서는 작은 값을 가지는 것으로 나타났다.

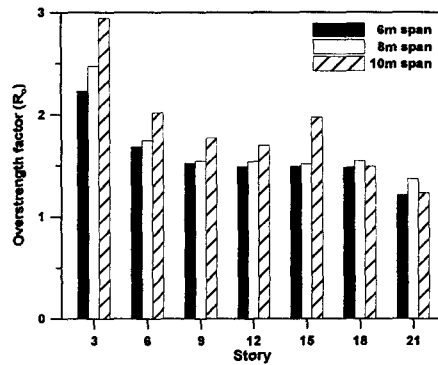


그림 7. 강도계수

### 4.3 연성계수

연성계수는 구조물의 항복변위와 최대변위에 따라 결정되는데, pushover 해석을 이용하여 결정할 경우, 한계변위를 어디까지 보느냐에 따라 달라지며, 이러한 문제는 ATC-19에도 언급되어 있다. 국내 내진설계기준과 IBC-2000에서는 지진하중에 대하여 허용 가능한 구조물의 최대 층간변위를 층고의 1.5%로 규정하고 있으며, SEAOC-Blue book(1997)<sup>(12)</sup>에서는 강도설계된 SCBF에 대하여 층간변위비 2.2%를 제시하고 있다. 9층 예제구조물의 최대 층간변위비가 1%, 2%, 2.0%이상일 때 소성힌지의 분포를 나타낸 그림 8을 보면 최대 층간변위가 2.0% 이상에서 4층과 5층 기둥에 소성힌지가 발생하였으나, 붕괴기구에 이르지 않는 것으로 판단된다. 이를 바탕으로 본 연구에서는 최대 층간변위비가 2.5%에 도달할 때의 최상층변위를 최대변위로 설정하였다.

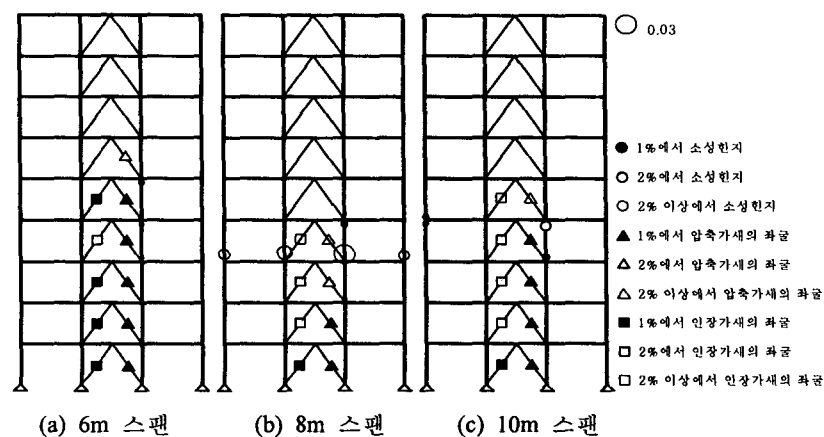


그림 8. 9층 구조물의 소성힌지 분포

연성계수  $R_{\mu}$ 는 Newmark와 Hall<sup>(13)</sup>이 제시한 방법과 Miranda와 Bertero<sup>(14)</sup>의 두 가지 방법을 이용하여 산정하였다. 두 가지 방법에 대하여 그림 9에서는 구조물의 높이에 따른  $R_{\mu}$ 의 변화를 보여주고 있다.  $R_{\mu}$ 는 스패 길이와 구조물의 높이에 관계없이 Miranda와 Bertero의 방법에 의한 값이 약간 크게 나타났다. 각 방법에 따라 산정된 연성계수를 보면 구조물이 중층에서 큰 값을 가지며 고층의 경우 탄성에 가까운 값을 가졌다. 이들 값들을 스패 길이에 따라 비교한 그림 10을 보면 스패의 길이는 구조물의 연성계수에 크게 기여하지 않는다는 것을 알 수 있다.

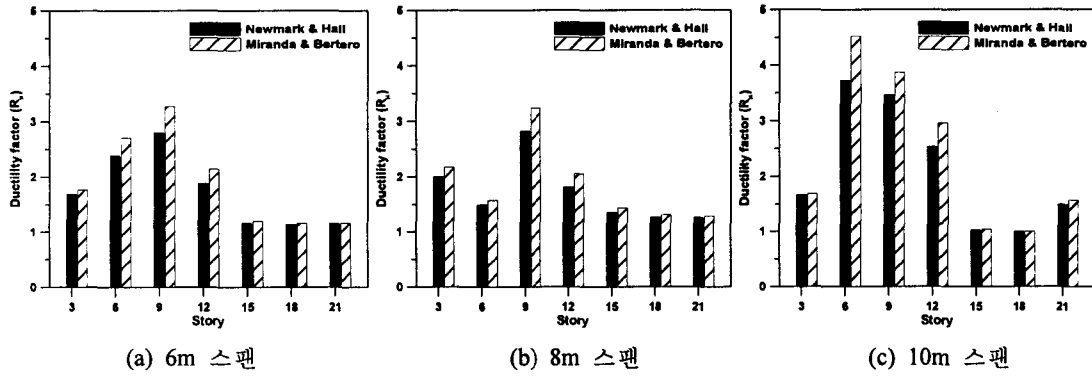


그림 9. 연성계수의 산정 방법에 따른 비교

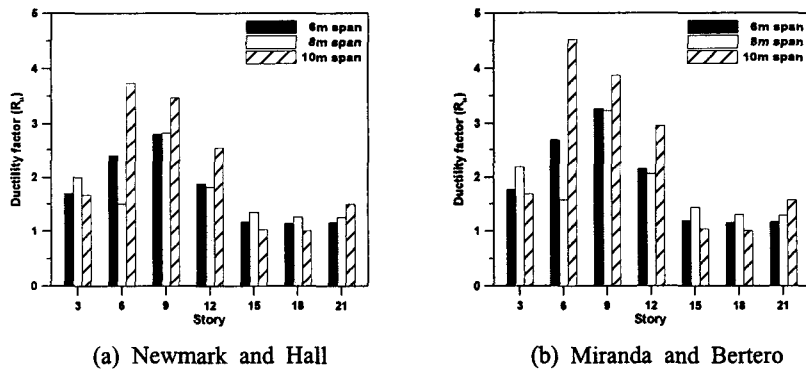


그림 10. 스패 길이에 따른 연성계수의 비교

#### 4.4 반응수정계수

반응수정계수는 앞에서 산정한 초과강도계수와 연성계수를 곱하여 구하였고 구조물의 높이와 스패 길이에 따라 비교하였다(그림 11~12). 산정 결과에서 볼 수 있듯이 반응수정계수는 중층에서 대체로 큰 값을 가지는 것으로 나타났으며, 스패의 길이가 증가함에 따라 어떤 일정한 경향을 보이지 않음을 알 수 있다. 이것은 구조물의 반응수정계수에서 연성이 강도보다 크게 기여한다고 볼 수 있다. 또한 대부분의 구조물에서 설계시 적용한 값, 즉 IBC-2000에서 SCBF에 대하여 제시한 값인 6보다 작은 값을 가짐을 알 수 있다.

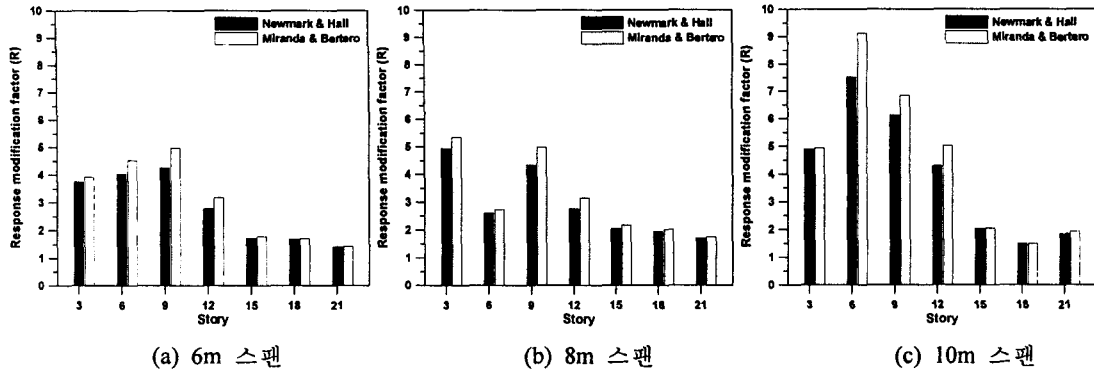


그림 11. 연성계수의 산정 방법에 따른 반응수정계수의 비교

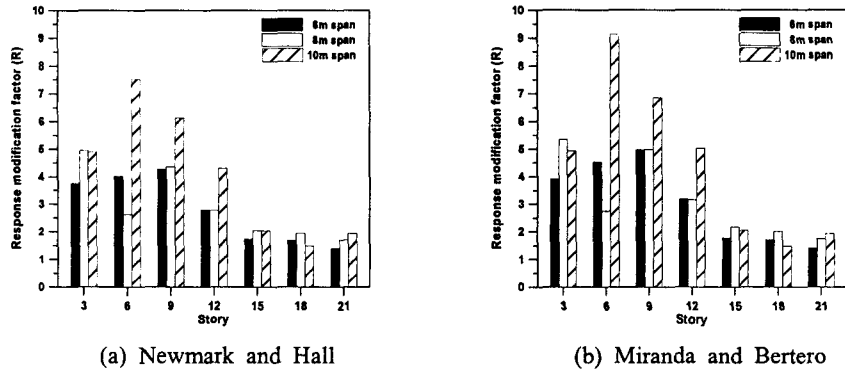


그림 12. 스패 길이에 따른 반응수정계수의 비교

## 5. 결 론

본 연구에서는 중심가새골조에 대하여 구조물의 높이와 스패의 길이에 따른 반응수정계수 및 그 구성요소들의 변화에 대하여 연구하였으며, 그 결과를 요약하면 다음과 같다.

- (1) 초과강도계수  $R_o$ 는 구조물의 높이가 낮고 스패의 길이가 클수록 증가하였으며, 스패의 길이가 6m에서 1.21~2.23, 8m에 대해서는 1.37~2.47, 그리고 10m 길이를 가진 구조물에 대해서는 1.23~2.95의 분포를 나타내었다.
- (2) 연성계수  $R_u$ 는 중층에서 큰 값을, 고층에서는 작은 값을 가지며 스패의 길이는  $R_u$ 의 크기에 크게 기여하지 않았다.
- (3) 대부분의 구조물에서 초과강도계수와 반응수정계수는 기준에서 제시한 것보다 작은 값으로 나타났다.

## 감사의 글

본 연구는 한국과학재단 목적기초 연구사업(과제번호: R01-2002-000-00025-0)에 의한 것으로 연구비 지원에 감사드립니다.

## 참고문헌

1. ATC, "Tentative provisions for the development of seismic regulations for buildings," ATC-3-06, Applied Technology Council, Redwood City, California, 1978.
2. ATC, "Structural response modification factors," ATC-19, Applied Technology Council, Redwood City, California, 1995.
3. ATC, "A critical review of current approaches to earthquake-resistant design," ATC-34, Applied Technology Council, Redwood City, California, 1995.
4. Oстераas, J. D. and Krawinkler, H., "Strength and ductility considerations in seismic design," Report-90, John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University, Stanford, California, 1990.
5. Uang, C. M., "Establishing R(or  $R_w$ ) and  $C_d$  factors for building seismic provisions," Journal of Structural Engineering, Vol. 119, No. 1, 1991, pp. 19-28.
6. Balendra, T. and Huang, X., "Overstrength and ductility factors for steel frames designed according to BS 5950," Journal of Structural Engineering, Vol. 129, No. 8, 2003, pp. 1019-1035.
7. AISC, "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings," AISC, Chicago, IL, 2002.
8. ICC, *International Building Code*, International Code Council, 2000
9. BSSC, "NEHRP Recommended Provisions for the Development of Seismic Regulations for New Buildings," FEMA-302, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, 1997.
10. Prakash, V., Powell, G. H., and Campbell, S., "DRAIN-2DX, Static and Dynamic Analysis of Plane Structure," NISEE, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1993.
11. BSSC, "NEHRP Commentary on The Guidelines for The Seismic Rehabilitation of Buildings," FEMA-274, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, 1997.
12. SEAOC, *Recommended Lateral Force Requirements and Commentary*, SEAOC Blue Book, Structural Engineers Association of California, 1997.
13. Newmark, N. M. and Hall, W. J., *Earthquake spectra and Design*, EERI Monograph Series, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, 1982.
14. Miranda, E. and Bertero, V. V., "Evaluation of strength reduction factors for earthquake-resistant design," Earthquake Spectra, Vol. 10, No. 2, 1994, pp. 357-379.