

# 고층건물의 내진설계에 미치는 중력하중의 영향

## Implications of the Effects of Gravity Load for Earthquake Resistant Design of Multistory Building Structures

이 동 근\* 이 석 용\*\*

### 요 약

본 연구에서는 지진에 대한 고층건물의 응답특성, 그리고 지진응답에 미치는 중력하중의 영향과 중력하중의 영향이 내진설계에 미치는 중요성을 산정하였다. 이를 위해서 예제 구조물에 대한 정적해석 및 지진하중에 대한 동적해석을 하였다. 지진에 대한 고층건물의 지진응답 특성을 파악하기 위하여 비탄성 변형의 건물 높이에 따른 분포를 알아보았다. 지진이 발생하면 휨모멘트 요구도가 건물의 상부층보다 하부층에서 상대적으로 더 많이 증가해서 설계모멘트와의 차이가 건물의 하부층으로 갈수록 더 커진다. 그 결과 현재 쓰이는 내진설계방법에 따라 설계된 예제 건물들은 지진에 대하여 비탄성 응답이 건물의 각 층마다 서로 다르게 발생하는데 주로 건물의 하부층에서 큰 비탄성 응답이 발생한다. 또한 설계시에 고려된 중력하중 때문에 구조적 손상이 건물의 꼭대기 층에서 아래로 갈수록 크게 증가한다. 구조물의 지진응답에 관하여 중력하중은 보의 항복시각을 앞당기며, 보의 양단의 소성힌지에 각기 다른 비탄성 거동을 유발시킨다. 그러나 중력하중에 의한 초기 휨모멘트의 영향은 보가 비탄성 거동을 계속함에 따라 재분배되어 보의 양단에서 그 영향이 감소되며 비탄성 변형이 계속되면 크게 감소한다. 중력하중에 의한 초기 휨모멘트의 영향이 감소는 고층건물의 내진설계에 있어서 중력하중의 영향이 주는 의미는 기둥과 보의 휨강도를 결정할 때 현재의 방법보다 중력하중의 영향을 줄이고 지진하중의 영향을 증가시켜야 한다는 것이다.

### Abstract

This paper presents the results of an analytical study to evaluate the inelastic seismic response characteristics of multistory building structures, the effects of gravity load on the seismic responses and its implications on the earthquake resistant design. Static analyses for incremental lateral force and nonlinear dynamic analyses for earthquake motions were performed to evaluate the seismic response of example multistory building structures. Most of considerations are placed on the distribution of inelastic responses over the height of the structure. When an earthquake occurs, bending moment demand is increased considerably from the top to the bottom of multistory structures, so that differences between bending moment demands and supplies are greater in lower floors of multistory

\* 한국과학기술원 토목공학과 부교수

\*\* 한국과학기술원 토목공학과 박사과정

이 논문에 대한 토론을 1994년 3월 30일까지 본학회에 보내 주시면 1994년 9월호에 그 결과를 게재하겠습니다.

structures. As a result, for building structures designed by the current earthquake resistant design procedure, inelastic deformations for earthquake ground motions do not distribute uniformly over the height of structures and those are induced mainly in bottom floors. In addition, gravity load considered in design procedure tends to cause much larger damages in lower floors. From the point of view of seismic responses, gravity load affects the initial yield time of girders in earlier stage of strong earthquakes and results in different inelastic responses among the plastic hinges that form in the girders of a same floor. However, gravity load moments at beam ends are gradually reduced and finally fully relaxed after a structure experiences some inelastic excursions as a ground motion is getting stronger. Reduction of gravity load moment results in much increased structural damages in lower floors building structures. The implications of the effects of gravity load for seismic design of multistory building structures are to reduce the contributions of gravity load and to increased those of seismic load in determination of flexural strength for girders and columns.

## 1. 서 론

고층건물의 내진설계에서는 구조물의 비탄성 거동을 통하여 구조물에 전달되는 지진의 에너지를 소산시키도록 하는 것이 일반적이다. 드물게 발생하는 중간 규모의 지진이나 그 보다 더 강한 지진 경우에는 지진하중이 설계시에 다른 하중들보다 중요하고, 건물의 일부 또는 전부에 많은 비탄성 거동을 유발시킬 수 있기 때문에 위와 같은 설계방법이 특히 중요하다. 그러므로 고층건물의 내진설계에서는 그러한 지진하중에 대해서는 건물이 제한된 범위내에서 비탄성 거동을 하도록 허용하는 것이 필요하며, 이렇게 하여 탄성적으로 거동하는 것에 비하여 지나치게 큰 변형을 유발시키지 않으면서 부재의 설계강도를 낮출 수 있도록 하고 있다. 현행 내진설계기준에서 구조물의 비탄성 거동을 고려하여 지진하중을 낮추는 것은 구조물의 연성도에 따라 결정되는 반응수정계수를 통하여 이뤄지고 있다. 즉, 설계지진하중은 구조물 또는 구조물의 각 부재의 적절한 연성도를 반영하여 축소된 설계 응답스펙트럼으로서 결정된다. 그러나 이렇게 반응수정계수를 이용하여 설계 응답스펙트럼을 축소조정하는 것은 단자유도계의 비탄성 지진응답을 근거로 한 것이다. 그런데 고층건물과 같은 다자유도계를 가지는 구조물의 지진에 대한 비탄성 응답은 단자유도계의 그것보다는 매우 복잡하기 때문에 내진설계시에 단자유도계의 응답으로부터 유도된 반응수정계수를 이용하

여 다자유도계의 응답을 예측하는 것은 매우 부적절하다고 할 수 있다. 즉, 내진설계시에 반응수정계수를 사용하는 것은 고층건물의 모든 층에 대하여 균일한 항복조건을 가정하는 것이기 때문에, 고층건물의 각층에서 비탄성 변형이 서로 다르게 발생하는 것이나 또는 고층건물의 붕괴를 유발시킬 수 있을 정도로 매우 큰 비탄성 변형이 국부적으로 집중되는 현상등을 예측할 수 없을 것이다.

구조설계시에 중력하중(gravity load)은 사하중과 활하중의 영향으로부터 산정되어 내진설계시에는 지진하중과 함께 부재의 강도를 결정하게 된다. 설계시에 고려된 중력하중때문에 단지 설계지진하중만에 의한 것보다 설계강도를 증가시켜서 건물의 지진에 대한 안전성이 증가된다. 중력하중에 의해 설계강도가 증가되는 것은 설계중력하중과 설계지진하중의 상대적인 크기에 따라 다른데, 그것은 각층 마다 각각 다르며 밀면전단력을 결정하는 반응수정계수 등에 의해서 큰 차이가 난다. 그러므로 내진설계시에 고려된 중력하중도 구조물의 높이에 따라 불균일한 비탄성 응답을 유발시키는 하나의 원인이 되고 있다. 또한 지진하중을 받는 건축구조물에서 심한 비탄성 거동이 계속되면 보에 작용하는 중력하중 모멘트가 재분배되어 보의 양단에서는 그 크기가 감소된다[4,5]. 고층건물에서 지진에 의해 유발되는 관성력은 각층마다 다르다. 그 결과 중력하중 모멘트가 감소하는 양상이 각층 마다 다르기 때문에 건물 각층에서 발생하는 비탄성 응답에도 큰 차이가 발생한다

다. 그러므로 지진응답에 미치는 중력하중의 영향과 고층건물의 내진설계에 있어서의 중력하중의 역할에 대한 적절한 이해가 필요하다.

본 연구의 목적은 고층 건물의 지진응답에 있어서의 중력하중의 영향을 산정하고 그것이 내진설계에 미치는 영향을 밝히는데 있다. 이를 위해서 일련의 고층 평면 프레임들이 대상 구조물로서 사용되었다. 이들 구조물에 대한 등가정적해석과 동적해석을 통하여 고층건물의 비탄성 지진응답의 특성과 지진응답에 미치는 중력하중의 영향을 산정하고 이를 바탕으로 중력하중의 영향이 내진설계에 미치는 중요성을 알아보았다.

## 2. 고층건물의 비탄성 지진응답

### 2.1 예제구조물

고층건물의 지진에 대한 응답의 특성을 알아보기 위하여 지진 가속도 기록을 이용하여 예제구조물에 대한 비탄성 동적 해석을 하였다. 그림 1의 각각 1경간의 10층과 20층 건물이 예제구조물로 사용되었다. 예제구조물은 각 평면프레임들이 24 feet의 간격으로 배치된 고층건물의 평면프레임들

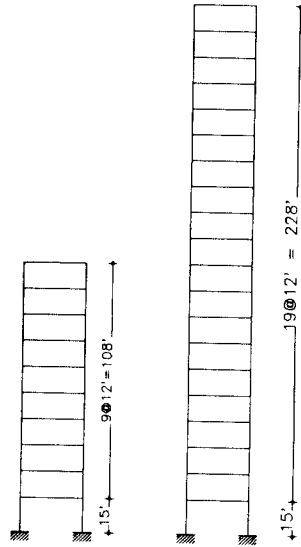


그림 1. 예제로 쓰인 고층 건물들

중의 하나로서 경간의 길이는 24 feet로 가정하였으며 보와 기둥의 강성은 건물의 최상층에서 바닥층으로 갈수록 선형적으로 증가하는 것으로 가정하였다(표 1 참조). 예제구조물은 철골구조물로 가정하여 AISC기준[3]의 Part 2의 강도설계법에

표 1. 예제 구조물 보의 휨강성 및 설계강도

층 수	단면 2차 모멘트(in <sup>4</sup> )				항복 모멘트(kips-in)			
	1.0-8	1.0-4	2.0-8	2.0-4	1.0-8	1.0-4	2.0-8	2.0-4
20			712.	803.			2304.6	2600.4
19			896.	1130.			3565.1	4496.1
18			1080.	1473.			4069.8	5553.1
17			1264.	1814.			4592.1	6591.4
16			1448.	2154.			5053.9	7520.9
15			1632.	2493.			5471.4	8357.9
14			1816.	2829.			5842.7	9102.7
13			2000.	3163.			6171.1	9761.2
12			2184.	3495.			6458.4	10337.3
11			2370.	3829.			6709.0	10839.9
10	712.	862.2	2554.	4157.	2304.6	2790.7	6921.3	11265.3
9	896.	1165.2	2738.	4484.	3764.8	4895.6	7101.7	11627.0
8	1080.	1518.9	2922.	4808.	4357.3	6128.3	7250.8	11926.1
7	1264.	1863.4	3106.	5130.	4930.7	7268.8	7371.5	12168.1
6	1448.	2202.8	3290.	5449.	5404.1	8221.5	7466.4	12358.4
5	1632.	2536.0	3474.	5766.	5794.0	9003.4	7537.8	12502.1
4	1816.	2863.1	3658.	6081.	6101.4	9619.2	7589.9	12605.7
3	2000.	3184.8	3842.	6394.	6321.0	10065.6	7613.8	12659.8
2	2184.	3491.3	4026.	6691.	6480.9	10360.5	7633.3	12672.0
1	2370.	3809.8	4210.	7012.	6311.2	10145.5	7341.8	12215.1

따라 설계하였다. 그러나 “Strong Column-Weak Girder” 개념에 따라 1층 기둥의 하단부를 제외한 모든 기둥들의 설계강도는 항복이 발생하지 않을 정도로 매우 크게 선택되었다.

설계하중의 계산을 위해 지붕층의 사하중은 80psf, 활하중은 40psf를 사용하였고, 나머지층의 사하중은 100psf, 활하중은 60psf를 사용하였다. 이들로부터 건물의 각층의 유효무게는 60kips로 계산되었다. 설계지진하중은 ATC3-06[8]의 방법에 따라 산정하였다. 밀면전단력의 계산을 위하여,  $A_h$ 와  $A_v$ 는 각각 0.4로 가정하였고, 지반계수는 1.2를 사용하였다. 반응수정계수는 그 크기에 따라서 설계모멘트를 결정하는 중력하중과 지진하중의 비가 각각 다르도록 하고, 구조물의 연성특성이 다른 경우에 나타나는 지진 응답특성을 알아보기 위해서 4와 8을 각각 사용하였다. 동적해석시에 각 예제구조물의 기본 진동주기는  $T=0.1 \times (\text{건물의 층수})$ 의 공식과 일치하도록 탄성계수를 조정하여 10층 건물은 1.0초, 20층 건물은 2.0초가 되도록 하였다.

2.2 비탄성 동적해석

예제구조물의 비탄성 동적 해석에는 전산 프로그램 STANON[2]이 사용되었다. 비탄성 해석에 사용된 가정은 참고문헌 2에 자세히 나와 있는데 그 중 중요한 점들은 다음과 같다. 1) 각층 슬라브의 면내 강성은 무한한 것으로 가정하여 보의 축방향 변형은 무시하였다. 기둥의 축방향 변형은 고려하였다. 2) “Strong Column-Weak Girder” 개념에 따라 기둥은 1층 하단을 제외하고는 항복하지 않는다. 3) 보의 비탄성 거동은 보의 양단에 형성되는 소성힌지에 집중된다. 4) 보의 휨모멘트-회전의 관계는 완전 강-소성(rigid perfectly

plasti)으로 가정한다. 5) 감쇠는 모든 모드에 대하여 5%로 동일하게 적용한다. 6) 중력하중은 등가의 고정단 휨모멘트와 집중하중으로 간주한다. 7) 구조물의 동적거동을 나타내는 운동방정식을 풀기 위한 단계별(step-by-step) 수치적분법으로는 constant average acceleration 방법이 사용되었다. 8) 질량은 각 층에 집중된다고 가정하였다.

예제건물의 비탄성 동적해석을 위하여 입력지진으로는 1940년 Imperial Valley지진시 EI Centro에서 기록된 지진가속도 중 S00E성분과 1952년 Kern County지진시 Taft에서 기록된 지진가속도 중 N21E성분을 사용하였다. 이들 지진가속도 기록은 그들의 주파수 특성과 장진기간등이 좋은 대조를 이루며(표 2 참조) 그동안 많은 학자들에 의해서 지진하중으로 사용되어왔다. 최대 지반가속도가 0.4g가 되도록 크기가 조정된 이들 지진하중의 응답스펙트럼이 ATC3-06[8]의 설계 응답스펙트럼과 함께 그림 2에 실려있다.

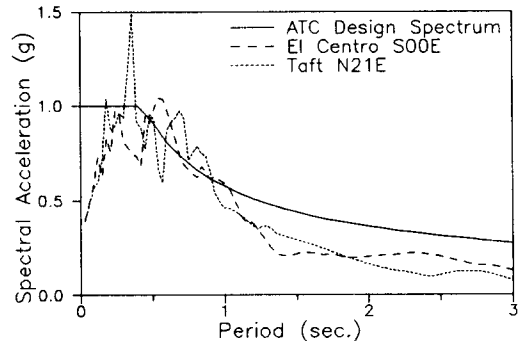


그림 2. 크기가 조정된 입력지진가속도 기록의 선형 응답스펙트럼과 ATC3-06의 설계응답스펙트럼

표 2. 입력지진가속도 기록들에 관한 자료

Earthquake	Date	Magn.	Site	Epic. Dist. (KM)	Comp.	PGA (g)	PGV (m/s)	PGA	$D_{sm}$ (sec.)	Soil Type
								PGV (g/m/s)		
Imperial Valley California	May 18 1940	6.3	El Centro	8	S00E	0.348	0.334	1.04	7.5	2
Kern County California	July 21 1952	7.7	Taft Lincoln School Tunnel	56	N21E	0.156	0.157	0.99	11.2	1

### 2.3 비탄성 거동의 평가

지진에 대한 구조물의 거동을 평가하는 일반적인 방법 중의 하나는 구조물 전체 또는 각 부재의 최대 변형요구도 또는 최대 연성요구도를 사용하여 나타내는 것이다. 그러나 지진응답이 가지는 반복적인(cyclic) 특성 때문에 비탄성 변형의 크기와 그에 의한 손상의 정도는 최대 연성요구도만으로는 나타낼 수 없다. 그러므로 비탄성 응답의 최대값 하나 뿐 아니라 모든 비탄성 변형의 누적현상을 고려할 수 있는 방법이 적절하다고 할 수 있다. 철골 구조물에 대해서는 비교적 간편한 손상 예측 모델로써 이러한 누적현상을 고려할 수 있다. 이 방법은 근사적이지만 Coffin과 Manson이 제안한 상관관계와 각 구조요소의 성능을 산정하는데 쓰이는 Miner의 선형 손상누적 방법(rule of linear damage accumulation)을 사용한다[9]. 이 두가지 관계를 이용하면, 크기가 서로 다른 n번의 소성변형범위(plastic deformation range),  $\Delta\delta_{pi}$ 가 발생하였을 때 구조물에 누적된 손상은 다음과 같다.

$$D = \sum_{i=1}^n \frac{1}{N_{fi}} = C \sum_{i=1}^n (\Delta\delta_{pi})^c \quad (1)$$

여기서 D는 손상의 정도를 나타내는데 1.0보다 크면 파괴를 의미한다. 그리고 n은 구조물에 발생하는 크기가 서로 다른 소성변형범위의 갯수를 나타내며,  $\Delta\delta_{pi}$ 는 i번째 사이클에서의 소성변형범위이다.  $N_{fi}$ 는 하나의 소성변형범위  $\Delta\delta_{pi}$ 가 파괴를 일으키는데 필요한 반복횟수이며, C와 c는 구조재료의 특성에 따라 결정되는 상수이다. 그리고  $\Delta\delta_{pi}$ 는 최대 소성변형값 하나를 의미하는 것이 아니라 하나의 사이클을 이루는 모든 소성변형을 의미한다. 본 연구에서는 부재의 파괴여부보다는 구조적 손상의 분포에 관심을 두었기 때문에 C는 1.0, c는 1.5로 가정하여[2] 구조적 손상의 상대값을 구하였다. 그러므로 소성변형범위로서 소성힌지의 회전연성도를 사용하면 한 사이클을 이루며 크기가 서로 다른 n번의 소성변형 후에 누적된 저되풀이수 피로손상(low cycle fatigue damage)은 다음 식으로 구할 수 있다.

$$D = * \sum_{i=1}^n \left( \frac{\Delta\theta_{pi}}{\theta_y} \right)^{1.5} \quad (2)$$

여기서  $D^*$ 는 저 되풀이수 피로손상의 정도를 나타내는 지수이다. 그리고  $\Delta\theta_{pi}$ 는 i번째 주기에서의 소성힌지의 회전이고  $\theta_y$ 는 부재의 항복회전이다. 이 손상예측모델에서 불규칙한 소성힌지 회전의 시각력을 근사적으로 규칙적인 주기를 가지도록 하기 위해서 빗물흐름 횡수계산방법(rain flow cycle counting method)[9]이 사용되었다.

### 2.4 지진응답

입력지진은 EI Centro S00E기록과 Taft N21E 기록을 최대 지반가속도가 각각 0.4g와 0.6g가 되도록 조정하여 사용하였다. 0.4g로 그 크기가 조정된 지진은 설계지진하중을 구할 때 유효 최대지반가속도[8]로써 0.4를 사용하였으므로 설계지진하중에 해당된다고 할 수 있다. 그런데 유효지반최대 가속도는 드물게 발생하는 극심한 지진의 최대 지반가속도보다 일반적으로 작다. 그러므로 최대 지반가속도 0.6g를 가지는 입력지진을 사용한 것은 드물게 발생하는 매우 큰 지진에 대한 응답을 알아보기 위한 것이며 이것과 최대 지반가속도가 0.4g인 지진에 대한 응답을 비교함으로써 주파수 특성과 강진기간이 동일한 경우 최대 지반가속도의 변화에 따른 지진응답의 특성을 알아볼 수 있다. 건물의 지진에 대한 응답은 각층 보와 1층 기둥 하단부의 소성힌지 회전의 최대값과 소성힌지 회전연성도로부터 구한 저되풀이수 피로 손상으로 나타났다. 해석결과의 설명을 위해서 각 예제 구조물을 2개의 변수로써 구별하였는데 각각은 차례로 구조물의 주기, 지진하중 산정에 쓰인 반응수정계수를 나타낸다. 해석결과에서 0층은 1층 기둥의 하단부를 의미한다.

그림 3과 4는 최대 지반가속도를 각각 0.4g와 6g로 조정된 지진하중에 대한 소성힌지 회전의 최대값을 나타낸 것이다. 고층건물의 지진에 대한 비탄성 응답의 높이에 따른 분포는 건물의 연성 특성이나 건물의 층수, 입력지진의 주파수 특성이나 세기 등에 따라서 조금씩 차이가 나는데 일반적으로 건물의 아래층으로 갈수록 비탄성 응답이

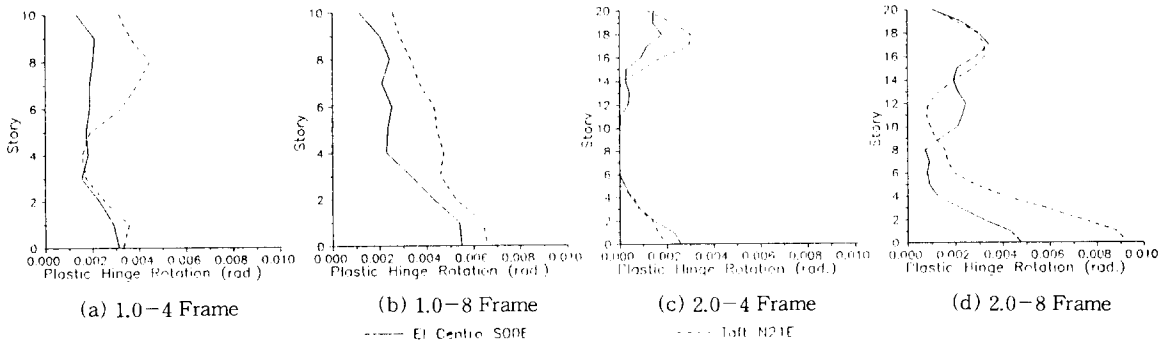


그림 3. 최대지반 가속도가 0.4g일 때 소성힌지 회전 최대값

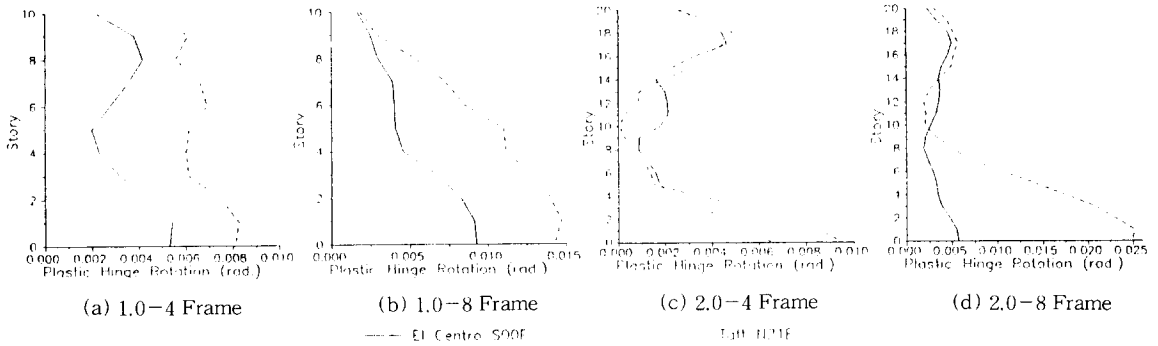


그림 4. 최대지반 가속도가 0.6g일 때 소성힌지 회전 최대값

증가한 것을 알 수 있다. 건물의 연성도가 클수록 지진하중의 특성에 따라 약간의 차이가 있지만 건물의 상부층보다 하부층에서 더 큰 비탄성 변형이 발생하였다. 즉, 건물의 연성도가 증가함에 따라서 비탄성 거동이 전체적으로 증가하는 것이 아니고 비탄성 거동의 증가가 상부층보다 하부층에서 상대적으로 더 크게 나타났다. 이러한 결과는 다음 절에서 자세히 설명되었지만 설계모멘트의 증가에 미치는 중력하중의 영향이 각층에서 차이가 나기 때문이다. 일반적으로 반응수정계수가 4인 건물보다 8인 건물의 경우에 설계모멘트의 결정에 미치는 중력하중의 영향이 지진하중보다 더 크다. 그러므로 반응수정계수 8로 설계된 건물의 경우에는 반응수정계수가 4인 건물보다 비탄성 변형이 더 크게 발생하는데 주로 건물 상부층보다 하부층에서 비탄성 변형이 더 크게 증가한다. 같은 최대 지반가속도를 가지는 대해서도 지진응답은 서로 차이가 나는데 이것은 지진의 최대 지반가속도 뿐만 아니라 지진의 주파수 특성과 강진기간 등도

건물의 지진응답에 영향을 주기 때문이다. 최대 지반가속도가 0.6g인 드물게 발생하는 대규모의 지진에 대한 건물의 비탄성 응답은 설계지진에 대한 응답보다 전체적으로 늘어난다. 그런데 지진의 세기가 증가함에 따라 건물의 상부층보다 하부층에서 비탄성 변형이 더 크게 증가한 것을 알 수 있다.

건물의 층수가 20층인 경우, 10층 건물보다 건물 상부층에서의 비탄성 변형이 약간 증가한 것을 알 수 있다. 이것은 첫째로 20층 건물의 경우에 자유도가 10층 건물보다 2배로 증가하기 때문에 고차진동모드의 영향이 증가하기 때문이다. 그리고 둘째로 그림 2에서 알 수 있듯이, 고유주기가 2.0초인 경우에 고유주기가 1.0초인 경우보다 입력지진들이 고유진동주기 영역보다는 고차진동모드들에 해당하는 주기의 영역에서 상대적으로 더 큰 가속도 스펙트럼을 가지기 때문이라고 할 수 있다. 즉, 비탄성 변형이 건물의 중간층을 제외한 상부와 하부에서 주로 발생하는 것을 알 수 있다. 그

리고 건물의 중간층의 응답은 매우 작기 때문에 20층 건물의 경우에는 그 부분의 설계모멘트는 과대평가되었다는 것을 알 수 있다. 이것은 탄성 진동모드만을 고려한 결과로 부터 상부층의 지진하중만을 증가시켜서 고차 진동모드의 영향을 고려하는 현행 내진설계기준의 층지진하중 분포가 수정되어야 함을 의미한다. 그리고 표 2에서 알 수 있듯이 Taft지진의 강진 기간이 EI Centro지진의 약 1.5배 정도가 되기 때문에 Taft지진에 대한 비탄성 응답이 전체적으로 크게 나타난 것을 알 수 있다. 그리고 Taft지진의 경우에 진상으로 부터의 거리가 EI Centro지진의 약 7배 정도이지만 지반의 성질이 더 견고한 곳에서 측정되었기 때문에 고주파수의 성분을 많이 가지고 있다. 그러므로 지진응답에 대한 고차진동모드의 영향이 크기 때문에 EI Centro지진에 의한 것보다 건물 상부층의 응답이 증가해 있음을 알 수 있다.

저되풀이수 파괴손상으로 나타낸 건물의 비탄성 지진응답을 그림 5와 6에 나타내었다. 건물의

높이에 따른 비탄성 응답의 분포에 관해서는 소성 힌지의 회전으로 평가했던 결과와 동일한 결과를 얻을 수 있었는데, 이 경우에는 소성회전의 최대 값으로 평가했던 것보다 비탄성 변형이 건물의 상부층보다 하부층에서 더 크게 발생하는 것이 더욱 뚜렷하게 나타나고 있다. 그리고 그림 5에서 알 수 있듯이 설계지진의 수준인 최대 지반가속도 0.4g로 조정된 지진에 대해서도 건물의 하층부분에 구조적 손상이 집중되는 것이 뚜렷하고, 지진의 세기가 커지면 이 현상이 더욱 두드러진다. 그리고 건물의 연성도에 따른 비탄성 응답의 차이도 소성 힌지의 회전으로 평가했던 것보다 더욱 크게 나타났다. 그러므로 지진응답의 반복적인 특성 때문에 지진응답으로 부터 비탄성 변형의 요구도를 나타낼 때 하나의 최대값을 근거로 하는 것보다는 모든 비탄성 거동의 누적현상을 적절하게 고려하여야만 한다는 것을 알 수 있다. 그리고 소성힌지의 최대값으로 표현한 경우에는 일정하지 않았지만 모든 비탄성 응답을 고려한 구조적 손상은 20층

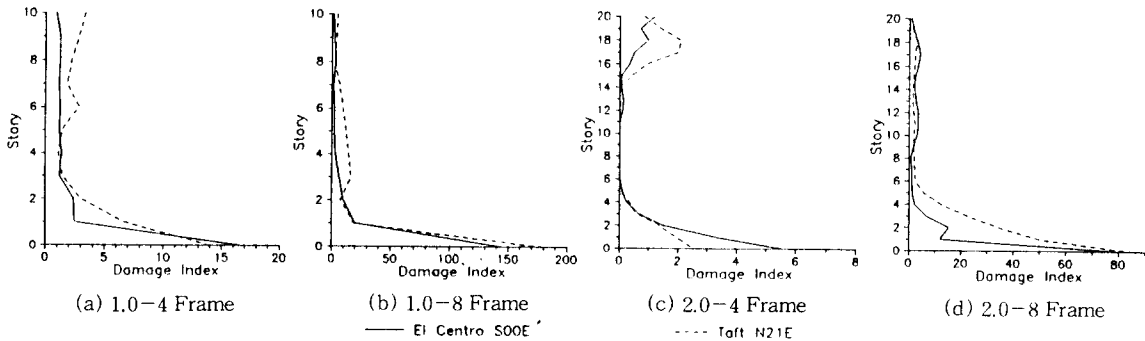


그림 5. 최대지반 가속도가 0.4g일 때 구조손상지수

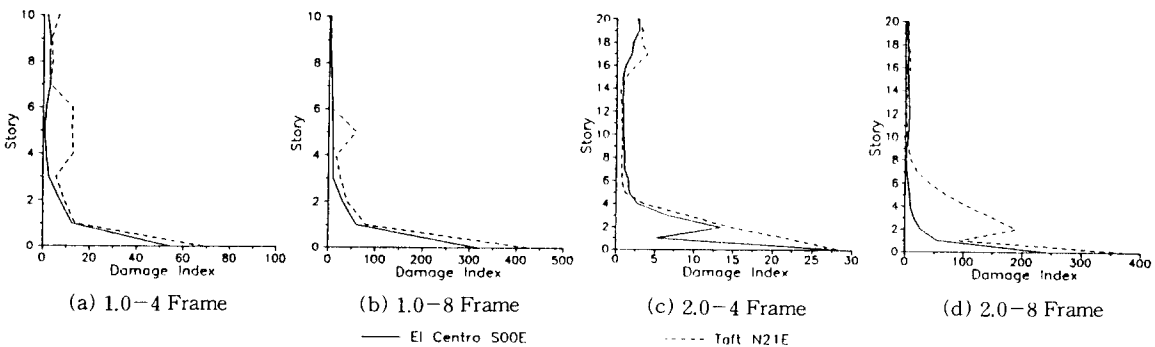


그림 6. 최대지반 가속도가 0.6g일 때 구조손상지수

건물보다 10층 건물에서 더 많이 발생하였다. 이것은 그림 2에서 알 수 있듯이 선형 설계스펙트럼과 지진의 응답스펙트럼과의 비가 고유주기가 1.0초인 경우보다 고유주기가 2.0초인 경우가 더 크기 때문에 나타나 결과라고 할 수 있다. 즉, 20층 건물은 10층 건물보다 입력지진이 가진 하중요구도보다 상대적으로 더 큰 설계지진하중으로 설계되었다고 할 수 있다. 이것은 장주기 구조물은 고차진동모드의 영향을 고려하기 위하여 설계 밀면전단력을 주기의 2/3승에 반비례하도록 결정하기 때문이다[8]. 그러므로 설계 밀면전단력은 주기가 길수록 지진하중에 의해 유발되는 하중요구도보다 더 큰 값을 가진다.

### 3. 설계모멘트에 미치는 중력하중의 영향

앞절에서 알아본 바와 같이 고층건물의 비탄성 지진응답은 건물의 고유주기, 연성특성, 지진하중의 크기 그리고 지진하중의 주파수 특성 등에 따라 차이가 있지만 일반적으로 건물의 상부층보다 하부층에서 더 큰 비탄성 응답이 발생한다. 본 절에서는 지진하중에 의해 보에 유발되는 휨모멘트 요구도와 설계모멘트의 높이에 따른 분포를 비교함으로써 고층건물에서 비탄성 지진응답의 분포가 이와 같이 나타나는 원인에 대해서 알아보았다. 이를 위해 그림 1의 10층 건물을 등가정적해석 방법에서 제시하는 층지진하중에 대하여 정적해석하였다. 층지진하중은 ATC3-06의 방법에 따라 구하였는데, 층지진하중은 최대 지반가속도로써 그 크기를 조정하였으며, 휨모멘트 요구도를 산정하기 위하여 밀면전단력을 계산할 때 반응수정계수를 고려하지 않았다.

그림 7은 예제구조물에서 얻은 각 층의 휨모멘트의 요구도를 나타낸 것이다. 이것은 각 지역계수로 조정된 크기에 해당하는 지진이 발생하였을 때 보가 탄성한계내에서 거동하기 위한 탄성 휨모멘트 요구도(elastic bending moment demand)이다. 별표친 곡선과 삼각형으로 표시한 곡선은 각각 1.0-8프레임과 1.0-4프레임의 설계모멘트로서 각 구조물 보의 휨모멘트 공급(supply)을 의미한다. 지진하중에 대한 보의 휨모멘트 요구도는

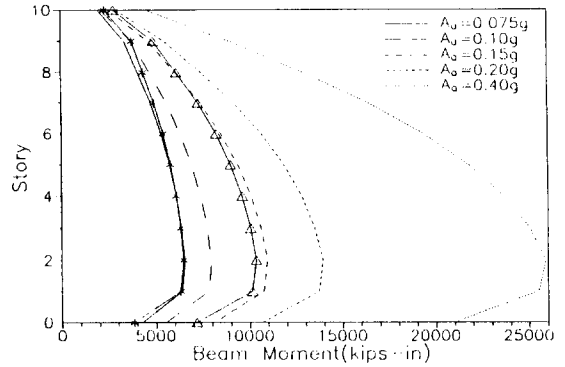


그림 7. 정적해석으로 구한 휨모멘트요구도의 분포  
 (\* \* \* Design Moment for 1.0-8 Frame)  
 (△·△·△ Design Moment for 1.0-4 Frame)

건물의 윗층에서 아래층으로 갈수록 크게 증가한다. 그러므로 지진하중의 크기가 증가하면 휨모멘트 요구도의 최대값과 휨모멘트 요구도의 증가량의 최대값은 건물의 하부층에서 발생한다. 즉, 휨모멘트 요구도의 높이에 따른 분포는 지진하중의 크기가 커짐에 따라 점점 완만해진다. 그 결과 일정 크기의 횡하중에 대해 건물의 상부층 보의 휨모멘트 요구도는 설계모멘트보다 작지만 바닥층 보의 휨모멘트 요구도는 설계모멘트보다 큰 값을 나타낸다. 그림에서와 같이 예제건물 1.0-8은 0.075g의 크기를 가지는 횡하중에 대하여 4층 이하 보의 휨모멘트 요구도가 설계모멘트보다 크다. 만일 비탄성 해석을 하였다면 이 하중에 대하여 건물 4층 이하의 보들은 항복하여 비탄성 변형이 그 부분에서만 발생하였을 것이다. 이와같이 지진하중에 대하여 건물의 상부층보다 하부층에서 먼저 항복이 발생하는 것은 그림 7과 같이 지진이 강해짐에 따라 휨모멘트 요구도의 높이에 따른 분포는 점점 완만해져서 하부층에서 먼저 휨모멘트 요구도가 설계모멘트보다 커지기 때문이라고 할 수 있다. 지진하중의 크기가 증가하여 0.1g에 이르면 1.0-8 구조물의 경우에는 10층을 제외한 모든 층에서 휨모멘트의 요구도가 설계모멘트보다 크기 때문에 이 하중에 대해서 모든 층의 보가 항복할 것이라고 예측할 수 있다. 그러나 횡하중의 크기가 증가함에 따른 휨모멘트 요구도의 증가량은 바닥층에서 가장 크므로 건물 저층에서의 비탄성 변



형의 증가가 건물 상부층보다 훨씬 클 것이다. 그러므로 비탄성 변형은 건물의 하부층에서 더 많이 누적될 것이다. 예제구조물 1.0-4는 횡하중의 크기가 최대 지반가속도 0.1g에서 0.15g로 증가함에 따라 7층 보다 낮은 층의 보들이 항복할 것이다. 지진하중의 크기가 더 증가하면 모든 층의 보들이 항복하고 건물 하부층의 비탄성 변형은 상대적으로 크게 증가할 것이다. 이러한 결과들을 바탕으로 고층건물의 경우 강한지진이 발생하면 주로 하부층에서 큰 비탄성 변형이 발생한다는 사실을 알 수 있다. 그리고 각각의 층지진하중이 서로 독립된 지진이 아니고 그 크기에 따라 하나의 지진에서 강하고 약한 부분이라 가정하면 다음과 같은 사실을 알 수 있다. 즉, 지진이 발생하여 점점 강도가 증가함에 따라 건물의 하부층에서 먼저 항복이 발생하고 비탄성 거동의 누적도 하부층이 더 크며, 또한 지진의 강도가 약해지면 건물의 상부층에서는 비탄성 거동이 중단되지만 건물의 하부층에서는 비탄성 변형이 계속되어 구조적 손상이 계속 누적된다는 것을 알 수 있다.

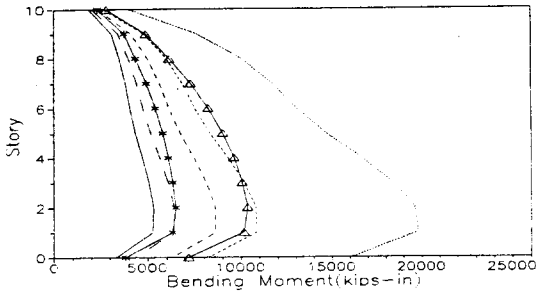
설계시에 고려된 중력하중때문에 보의 설계모멘트가 증가되는데 이로 인해 설계지진하중만에 의한 것보다 건물의 지진저항력이 증가한다. 그런데 중력하중에 의해 설계모멘트가 증가하는 것은 설계중력하중과 설계지진하중의 상대적인 크기에 따라 다르다. 그러므로 그것은 각층마다 각각 다르며, 그리고 밀면전단력을 결정하는 반응수정계수 등에 따라 차이를 가진다. 각층보의 설계하중과 설계지진하중의 비를 표 3에 나타내었다. 이로부터 중력하중에 의해 증가된 각층의 지진저항력과 설계지진하중만에 의한 지진저항력과의 상대적인 비를 알 수 있다. 일반적으로 고층건물의 상부층에서는 그 층의 거동에 미치는 중력하중의 영향이 횡하중보다 크다. 그러므로 중력하중에 의해 지진저항력이 증가하는 것이 건물의 아래층보다 크며 중력하중의 영향은 아래층으로 갈수록 감소한다. 그러므로 내진설계에서 설계강도의 결정에 미치는 중력하중의 영향에 의해 첫째, 설계모멘트가 증가되므로 지진하중 결정시 쓰이는 반응수정계수로 예측되던 것보다 비탄성 거동의 양이 적게 나타나며, 둘째, 중력하중에 의해 건물 각층의 지

표 3. 보의 설계모멘트와 지진하중만에 의한 모멘트와의 비

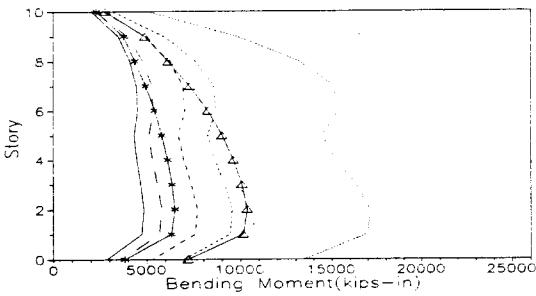
Story	10 Story		20 Story	
	R=4	R=8	R=4	R=8
20			3.103	5.205
19			2.415	3.829
18			1.872	2.744
17			1.648	2.297
16			1.524	2.048
15			1.448	1.895
14			1.396	1.792
13			1.359	1.719
12			1.333	1.665
11			1.312	1.624
10	2.714	4.427	1.297	1.593
9	2.165	3.329	1.285	1.569
8	1.730	2.461	1.275	1.551
7	1.554	2.109	1.268	1.537
6	1.459	1.918	1.263	1.526
5	1.403	1.805	1.259	1.518
4	1.367	1.734	1.257	1.513
3	1.344	1.688	1.254	1.509
2	1.335	1.670	1.257	1.515
1	1.323	1.646	1.253	1.507

진저항력이 증가되는 것이 상부층으로 갈수록 아래층보다 상대적으로 크므로 건물의 아래층 부분에서 구조적 손상이 크게 증가한다.

지진은 구조물에 시간에 따라 변하는 관성력을 유발시키므로 보에 작용되는 휨모멘트는 모든 층에서 동시에 최대값에 도달되지 않는다. 주로 고차진동모드의 영향 때문에 동적거동시에는 정적하중에 의해 예측되는 휨모멘트의 요구도와는 약간 다른 결과가 나타날 수도 있다. 그림 8a는 EI Centro S00E 지진에 대한 동적탄성해석으로 구한 10층 건물 각층 보의 휨모멘트의 최대값이다. 입력지진하중은 ATC3-06에서 제시하는 지역계수를 최대 지반가속도로 가지도록 조정하여 사용하였다. 이 경우에는 휨모멘트 요구도의 분포형태가 정적해석에서 구한 것과 큰 차이가 없는데 이로부터 본 예제의 10층 건물의 EI Centro 지진에 대한 응답은 주로 1차 진동모드의 영향이 지배적임을 알 수 있다. 즉, 정적해석에서와 마찬가지로 각 건물은 지진하중에 대해 건물의 하부층에서 항복이 먼저 발생하고 지진하중이 강해짐에 따라 비탄성 응답이 건물의 하부층에 집중된다.



(a) Bending Moment Demand Envelopes for EI Centro S00E



(b) Bending Moment Demand Envelopes for Taft N21E

— PGA=0.075g    ..... PGA=0.20g  
 - - - PGA=0.10g    ..... PGA=0.40g  
 - - - PGA=0.15g

그림 8. 동적해석으로 구한 휨모멘트요구도의 분포  
 ( — Design Moment for 1.0-8 Frame)  
 ( - - - Design Moment for 1.0-4 Frame)

그림 8b는 Taft N21E지진에 대한 동적해석결과이다. 이 경우에는 고차진동모드의 영향에 따라 1.0-8프레임은 최대 지반가속도 0.1g인 경우에 건물의 7층 이상의 보가 아래층의 보보다 먼저 항복하며 1.0-4프레임은 최대 지반가속도 0.15g인 경우에 건물의 8층 이상의 보가 아래층의 보보다 먼저 항복한다. 그러므로 비탄성 해석을 하면 건물의 상부층의 비탄성 응답이 EI Centro지진의 경우보다 많이 발생하였다(그림 3~6 참조). 그러나 Taft 지진에 대해서도 지진의 세기가 증가함에 따라 비탄성 변형의 누적은 건물은 하부층에 집중된다.

고층건물의 비탄성 응답이 건물의 하부층에 집중되는 이유는 지진이 강해짐에 따라 건물의 하부층에서 휨모멘트의 요구도가 상부층보다 상대적으로 더 크게 증가해서 설계모멘트와의 차이가 건물의 하부층에서 더 크게 발생하기 때문이다. 그

러므로 설계모멘트의 높이에 따른 분포가 현재보다 좀더 완만해진다면 지진발생시 고층건물의 하부층에 집중되는 구조적 손상중 많은 부분이 건물의 상부층으로 분포될 수 있을 것이다. 그리고 설계시에 고려된 중력하중도 건물의 상부층보다 하부층에서 더 큰 비탄성 거동이 발생하는 것에 큰 영향을 끼친다고 할 수 있다. 그러므로 고층건물의 하부층에 집중되는 비탄성 변형을 완화시키려면, 설계모멘트의 건물 높이에 따른 분포가 좀더 완만해져야 하며 이를 위해서는 설계모멘트를 결정할 때 중력하중의 영향을 줄이고 지진하중의 영향을 증가시켜야 할 것이다.

#### 4. 지진응답에 미치는 중력하중의 영향

그림 9에 나타난 두개의 단층 프레임이 비탄성 지진응답에 미치는 중력하중의 영향을 산정하기 위한 예제구조물로 사용되었다. 두개의 단층 프레임은 초기 중력하중 조건을 제외한 모든 구조적 특성이 같다. 모델 A는 등분포 중력하중에 의한 고정단 모멘트와 집중하중이 보의 양단에 작용되지만 모델 B에서는 중력하중에 의한 고정단 모멘트는 고려되지 않고 집중하중만이 고려되어 기둥에 축력으로서 작용한다. 이것은 합리적이지 못한 모델이지만 중력하중에 의한 초기 휨모멘트의 영향이 없는 경우의 구조물의 지진응답을 구하기 위하여 사용되었다. 두 모델에서 기둥은 매우 강하여 항복하지 않으며, 비탄성 거동은 보의 양단에 발생하는 소성힌지에 집중된다고 가정하였다.

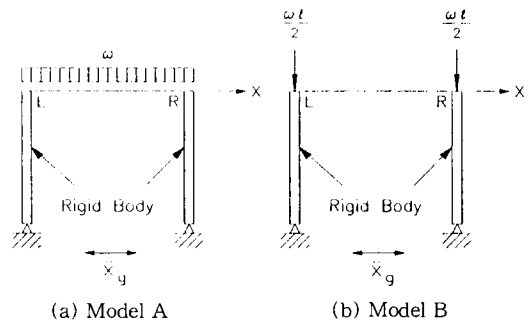


그림 9. 단층 구조물의 예

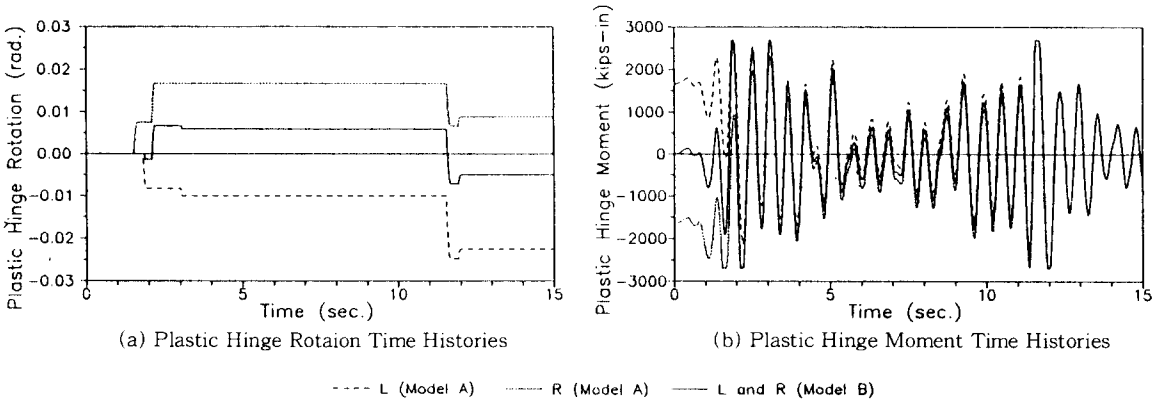


그림 10. 단층 구조물의 지진응답

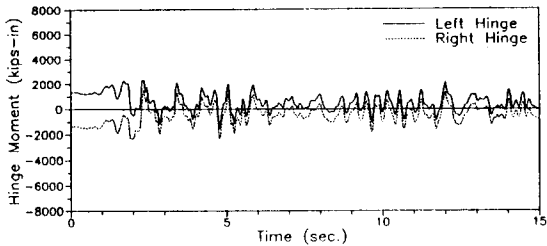
소성힌지의 휨모멘트-회전관계는 완전강소성 (rigid perfectly-plastic)으로 가정하였다. 두개의 단층 프레임의 고유진동주기는 모두 0.6초이고 5%의 한계 감쇠비를 감쇠로서 사용하였다. 지진 응답을 구하기 위하여 1940년 Imperial Valley 지진시 EI Centro에서 기록된 지진가속도 기록의 동서방향(S90W)성분을 최대 지반가속도 0.2g로 조정하여 입력지진으로 사용하였다. 비탄성 해석에는 전산프로그램 STANON[2]이 사용되었다.

보의 양단에 발생하는 소성힌지 L과 R의 소성회전의 시각력을 그림 10a에 나타내었다. 모델 B는 보의 양단의 소성힌지에 동일한 휨모멘트가 작용되기 때문에 보에 항복이 발생하면 소성힌지의 회전도 동일하게 나타난다. 모델 A는 중력하중의 영향으로 보의 양단이 각각 다른 크기의 휨모멘트를 받으며 이에따라 소성힌지의 회전도 각각 다르게 나타난다. 그러므로 횡하중이 작용하여 그 크기가 보에 항복을 유발시킬 정도로 증가하면 보의 한쪽 끝에서 소성힌지가 반대편의 것보다 먼저 발생하여 서로 다른 비탄성 거동을 한다. 본 예제에서는 1.5초 부근에서 보의 오른쪽 단에서 힌지 R이 먼저 발생하며, 모델 A의 보의 양단에는 서로 다른 소성회전이 발생한다. 그 후 11.0부근까지는 소성회전의 시각력은 수평한 모양을 가지는데 이것은 더 이상의 소성회전은 발생하지 않고 보의 양단이 탄성한계 내에서 거동을 한 것을 나타낸다. 그러나 11.4초 이후에 보의 양단의 소성힌지는

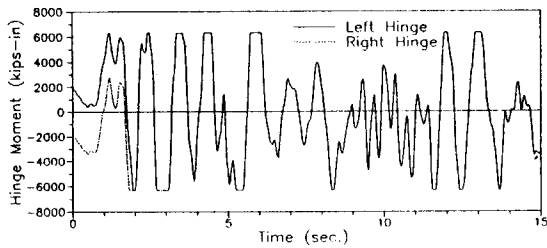
중력하중때문에 그 이전까지 양단힌지가 겪었던 회전양의 차이를 제외하면 서로 동일한 거동을 하는 것을 알 수 있다. 그리고 모델 B의 거동과도 11.4초 이전까지 겪었던 서로 간의 회전양의 차이를 제외하면 그 거동이 같음을 알 수 있다. 즉, 중력하중의 영향에 의한 비탄성 거동의 차이가 없어지게 된 것이다. 이로부터 초기 중력하중은 일련의 반복된 비탄성 변형을 겪은 후에는 그 영향이 구조물의 거동에 큰 영향을 주지 못한다는 결론을 얻을 수가 있다. 휨모멘트의 시각력에서도 같은 결과를 얻을 수 있는데, 그림 10b에서 알 수 있듯이 보 양단 소성힌지의 휨모멘트가 11.4초 이후에는 서로 같아지고, 그 값은 모델 B에서 구한 것과도 같아짐을 알 수 있다. 그에 따라 그림에서는 세개의 시각력이 하나의 선으로 겹쳐지는 것을 볼 수 있다. 모델 A에서 중력하중은 보의 양단에 크기가 같고 부호가 반대인 초기 휨모멘트를 유발시킨다. 지진이 발생하여도 보가 항복하기 이전에는 보의 양단에 작용하는 휨모멘트는 초기에 중력하중때문에 유발된 차이가 그대로 유지된다. 그러나 보의 한쪽 끝에서 항복이 발생하면 보의 양단의 휨모멘트의 차이는 점점 줄어들기 시작하고 비탄성 변형이 계속됨에 따라 그 차이가 없어지게 된다. 이 예에서는 11.4초 이후에 중력하중의 영향은 완전히 없어지게 되어 소성힌지 모멘트는 중력하중에 의한 초기 모멘트가 없는 모델 B에서 얻은 것과 같은 값을 가진다.

고층건물에서 지진에 의해 구조물에 작용되는 관성력은 각 층마다 차이가 있다. 앞절에서 알아본 바와 같이, 지진에 의해 구조물에 발생하는 휨모멘트 요구도는 건물의 아래층으로 갈수록 커지기 때문에 비탄성 변형이 건물의 하부층에서 상부층보다 매우 크게 발생한다. 그 결과 건물의 바닥층에서는 중력하중 모멘트의 감소가 크게 일어나고 건물의 꼭대기 층으로 갈수록 적을 것이다. 중력하중 모멘트가 감소함에 따라 건물 하부층의 보와 기둥에서 발생하는 비탄성 변형의 시각력에는 그 반전횟수가 많아지고 그 양이 커진다.

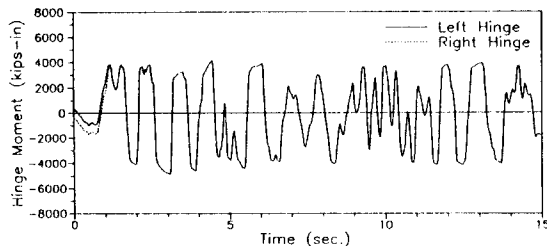
그림 11은 1.0-8프레임에 최대 지반가속도가 0.4g가 되도록 그 크기가 조정된 EI Centro S90W 지진이 가해졌을 때 1층과 10층에서 발생하는 소성힌지의 휨모멘트 시각력을 나타낸 것이다.



(a) Ten Story



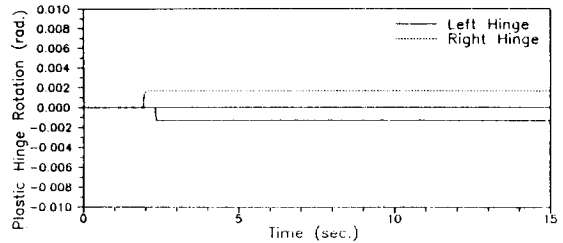
(b) First Story



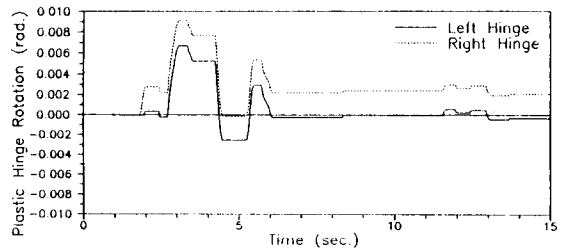
(c) Column Base

그림 11. 1.0-8 구조물의 EI Centro 지진에 대한 1층과 10층에서의 휨모멘트 시각력

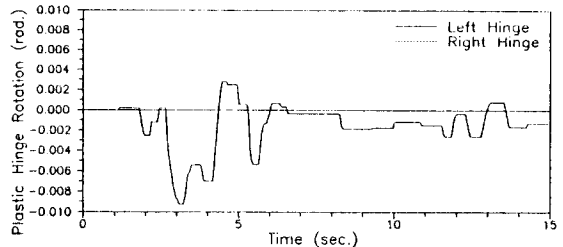
그림에서 알 수 있듯이 1층에서는 지진이 발생한 후 2~3초 전후에 중력하중 모멘트의 영향이 사라진 것을 알 수 있다. 그러나 10층에서는 지진 발생 후 2.5초 부근에서 처음 항복이 발생하여 그 부근에서 중력하중 모멘트의 영향이 약간 감소되었지만 그 후에는 더 이상의 감소는 발생하지 않음을 알 수 있다. 그림 12는 그림 11과 같은 층의 소성힌지의 소성회전 시각력이다. 그림에서 알 수 있듯이 1층에서는 지진 발생 후 2~3초 만에 중력하중 모멘트의 영향이 사라졌기 때문에 그 이전까지 겪었던 서로 간의 회전량의 차이를 제외하면 양단힌지의 거동이 같다. 그러므로 1층에서는 중력하중의 영향이 사라진 후 소성회전에는 반전횟수가 많고 그 양이 크기 때문에 구조물의 손상을 유발시키는 비탄성 변형의 누적이 큰 것을 알 수 있다.



(a) Ten Story



(b) First Story



(c) Column Base

그림 12. 1.0-8 구조물의 EI Centro 지진에 대한 1층과 10층에서의 소성힌지회전의 시각력

그러나 10층에서는 지진에 의해 작용되는 하중이 바닥층보다는 적기 때문에 비탄성 변형이 1층보다 작다. 즉, 구조적 손상을 증가시키는 비탄성 변형의 폭과 횡수가 적음을 알 수 있다. 따라서 하나의 최대값만으로 구조물의 비탄성 거동을 나타내는 경우보다 모든 비탄성 변형을 고려한 경우에는 건물의 상부층과 하부층 사이의 비탄성 거동의 차이가 더 크게 나타난다.

### 5. 결 론

본 연구에서는 고층건물의 비탄성 지진응답의 특성 그리고 지진응답에 미치는 중력하중의 영향과 내진설계에 있어서 그 영향의 중요성에 대하여 알아보았다. 본 연구의 결과들을 토대로 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다.

1. 고층건물의 비탄성 지진응답은 건물의 고유주기, 연성특성, 지진하중의 세기 그리고 지진하중의 주파수 특성 등에 따라 약간의 차이가 있지만 일반적으로 건물의 상부층보다 하부층에서 더 큰 비탄성 응답이 발생한다. 이것은 지진이 강해짐에 따라 휨모멘트 요구도가 건물의 상부층보다 하부층에서 상대적으로 더 많이 증가하여 설계모멘트와의 차이가 건물의 하부층으로 갈수록 더 커지기 때문이다.
2. 지진하중의 크기가 증가함에 따라 비탄성 응답이 건물의 상부층보다 하부층에서 더 크게 증가하는데 이것은 현재 사용되는 설계기준에서 설계지진하중을 과소평가하거나 또는 반응수정계수를 과대평가되어 있음을 의미한다.
3. 내진설계에서 설계강도의 결정에 미치는 중력하중의 영향을 위해 첫째, 지진하중 결정시 쓰이는 반응수정계수로 예측되던 것보다 비탄성 거동의 양이 적게 나타나며, 둘째, 건물의 아래층 부부에서 구조적 손상이 크게 발생한다.
4. 지진하중을 받는 건물에서 중력하중은 보의 항복시간을 앞당기며, 보의 양단의 소성힌지에 각기 다른 비탄성 거동을 유발시킨다. 그

러나 중력하중에 의한 초기 휨모멘트의 영향은 보가 비탄성 거동을 함에 따라 재분배되어 보의 양단에 작용되는 휨모멘트는 점점 줄어들어서 비탄성 변형이 계속됨에 따라 결국은 그 영향이 없어지게 된다. 즉, 초기 중력하중은 일련의 반복된 비탄성 변형을 겪은 후에는 그 영향이 구조물의 거동에 큰 영향을 주지 못한다. 그러므로 현재 쓰이고 있는 내진설계 기준은 지진과 중력하중을 동시에 고려하여 설계하중을 구할 때 중력하중의 영향을 과대평가한다고 할 수 있다.

5. 고층건물의 내진설계에 있어서 중력하중의 영향이 가지는 의미는 기둥과 보의 휨강도를 결정할 때 현재의 방법보다 중력하중의 영향을 줄이고 지진하중의 영향을 증가시켜야 한다는 것이다.
6. 건물의 비탄성 지진응답을 비탄성 응답의 최대값보다 저되풀이수 피로손상으로 평가하면 저층으로 집중되는 것이 더 크게 나타나는 이유는 저층에서는 비탄성 거동에 의한 중력하중 모멘트의 감소가 커서 구조적 손상의 누적에 영향을 주는 비탄성 변형의 횡수가 많아지고 그 폭이 커지기 때문이다.
7. 지진응답이 가지는 반복적(cyclic)인 특성때문에, 지진하중에 대한 건물의 비탄성 응답을 산정할 때에 하나의 최대값을 사용하는 것보다 누적되는 비탄성 거동의 양을 고려할 수 있는 지표를 사용하는 것이 적절하다.
8. 구조물의 진동주기가 늘어남에 따라 비탄성 지진응답은 건물의 하부층과 상부층에서 주로 일어난다. 그러나 중간층 부분에서는 비탄성 응답이 거의 없기 때문에 이 부분은 지진하중이 과대 평가되어 있음을 알 수 있다. 그러므로 건물의 탄성 진동모드를 바탕으로 건물 상부층의 층지진하중을 증가시켜서 고차진동모드의 영향을 고려하는 현행 내진설계의 방법은 비탄성 지진응답을 고려할 수 있도록 개선되어야 한다.

참 고 문 헌

1. Murat Saatcioglu, Arnaldo T. Derecho, and W. Gene Corley, "Parametric Study of Earthquake-Resistant Coupled Walls", *J. of the Structural Div.*, ASCE, Vol.113, No.ST1, Jan. 1987.
2. Dong-Guen Lee, "Accurate and Simplified Models for Seismic Response Prediction of Steel Frame Structures", *Ph.D. Dissertation*, Dept. of Civil Engineering, Stanford University, Feb. 1984.
3. Manual of Steel Construction, 8th Edition, *American Institute of Steel Construction*, New York, NY, 1980.
4. AI Muti, A.M., "Post Elastic Response of Mild Steel Beams to Static and Dynamic Loads", *The Univ. of Michigan Library*, Ann Arbor, Mich., 1970.
5. Anderson, J.C. and Gupta, R.P., "Earthquake Resistant Design of Unbraced Frames", *J. of the Structural Division*, ASCE, Vol.98, No.ST11, Nov. 1972.
6. W.R. Wapole and R. Shepherd, "Elasto-Plastic Seismic Response of Reinforced Concrete Frame", *J. of the Structural Division*, ASCE, Vol. 95, No.ST10, Oct. 1969.
7. James C. Anderson and Farzad Naeim, "Design Criteria and Ground Motion Effects on the Seismic Response of Multistory Buildings", *ATC 10-1, Applied Technology Council*, 1982, pp.185-194.
8. Applied Technology Council, "Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings," *National Bureau of Standards, Special Publication 510, ATC Publication ATC3-06*, June, 1978.
9. Bahman Lashkari-Irvani, "Cumulative Damage Parameters for Bilinear Systems Subjected to Seismic Excitations", *Ph.D. Dissertation*, Dept. of Civil Engineering, Stanford Univ., Aug. 1983.

(접수일자 : 1992. 12. 11)