

# 건축물의 내진설계를 위한 구조동역학

## (제2부 : 등가정적해석법의 배경)



이 동 군  
성균관대학교 건축공학과교수

### 1. 등가정적 해석법의 배경

간단한 구조물에 대한 내진설계에는 번거로운 동적해석법을 대체하기 위하여 등가정적해석법이 흔히 사용되는데 이 해석법은 동적해석법의 이론을 단순화시킴으로써 유도가 되었다. 편의상 여기서는 우리나라의 현행 내진설계기준인 KBC-05을 중심으로 설명하며 필요한 경우에는 다른 기준에 관해서도 언급하기로 한다. 앞에서 <식 1.11>에서 소개한 바와 같이 KBC-05에서는 다음과 같은 식을 이용하여 지진하중을 구한다.

$$V = C_s \cdot W \quad \text{〈식 4.1〉}$$

여기서  $V$ 는 밑면전단력이며  $C_s$ 는 지진응답계수이고  $W$ 는 구조물의 전체 유효무게이다. 먼저 등가정적해석법에서 사용할 지진응답계수를 산정하기 위하여 사용되는 각각의 계수들을 하나씩 살펴보고 등가정적해석법과 응답스펙트럼 해석법을 비교하여 설명함으로써 등가정적해석법에 대한 이해를 돕고자 한다.

#### 1.1 여러 가지의 계수들

##### 가) 지역계수

지역계수는 해당 지역에서 예상되는 지진의 크기와 발생빈도에 따라서 결정이 된다. 우리나라 초기의 내진설계기준인 AIK-88에서는 50년 동안에 발생할 확률이 10%를 초과하는 지진크기에 근거하여 지역계수를 정하였지만 KBC-05에서는 50년 동안에 발생할 확률이

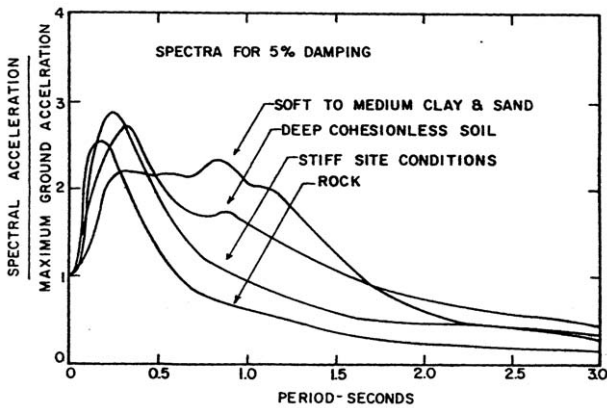
2%를 초과하는 지진(재현주기가 약2400년임)을 대상으로 지역계수를 정하고 있다. 해당지역에서 예상되는 최대지반가속도(peak ground acceleration: PGA)를 지역계수로 설정한다고 생각하는 경우가 많은데 이는 큰 착각이다. 지역계수는 지진에 의한 단주기 구조물의 가속도 응답을 2.5로 나누어 구하는 유효최대지반가속도(effective peak acceleration: EPA)를 사용하여 정하는 것이 보통이다.

##### 나) 지반계수

지진파는 주로 암반을 통하여 전달이 되며 진앙지에서 멀어질수록 지반의 진동은 점차 약해지게 된다. 따라서 진앙지에서 먼 대지에 건설된 구조물은 지진의 영향을 덜 받게 되는 것이다. 그러나 구조물을 건설할 대지에는 암반 위에 어느 정도의 표토층이 덮혀 있는 경우가 많으므로 일반적으로 연약지반에서는 하부의 암반에 비하여 진동이 증폭되는 경향이 있다. 따라서 구조물에 작용하는 지진하중을 구할 때에는 앞에서 설명한 설계용 응답스펙트럼에 지반계수( $S$ )를 곱함으로써 지반의 특성에 따른 증폭효과를 고려하게 된다.

지반공학 전문가인 U.C. Berkeley의 Seed 교수는 <그림 1>을 통하여 지반의 효과를 설명하였는데 이는 UBC 및 ATC 3-06의 지반계수 설정에 크게 기여하였다. 여기에서 알 수가 있듯이 지반이 연약할수록 가속도 응답은 커지는데 이러한 지반의 특성에 따른 증폭효과를 고려하기 위하여 지반계수가 사용된다.

지난 1985년에 멕시코에서 발생한 지진이 수도인 멕시코시티에 전달이 되었을 때에 암반에서의 최대지반가속도는 0.04g 정도였지만 퇴적층이 150ft나 되는 도심지역에서는 지반가속도가 거의 10배 가까이 증폭이 되어서 엄청난 피해를 초래한 예가 있다. 이를 계기로



〈그림 1〉 지반조건에 따른 평균 가속도스펙트럼(Seed 등, 1976)

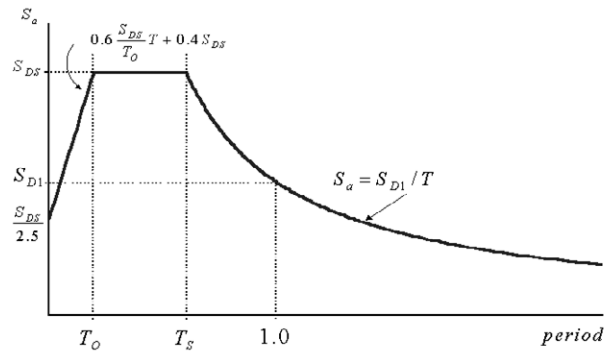
UBC-88에서는 지반종별 4를 추가하고 지반계수를 2.0으로 설정하게 되었으며 UBC-97에서는 좀 더 발전한 방법을 택하고 있다. 지반을 SA, SB, SC, SD, SE 및 SF의 6가지로 구분하고 각각에 대하여 지반의 가속도와 속도를 지정함으로써 더욱 자세하고 정확하게 지반의 효과를 고려하였다.

일반적으로 지반효과는 단주기 구조물보다는 장주기 구조물의 암반에서의 스펙트럼 가속도를 더 많이 증폭시키고 일부 범위의 진동에 대해서는 단주기 구간에서의 증폭이 적게 나타난다. 그러나 약한 지반운동이 발생하는 연약지반에서는 지반효과로 인하여 단주기 구간의 가속도가 몇 배 증폭되기도 한다. 이런 효과를 나타내기 위하여 ATC 3-06(1978)에서는 단주기에서는 가속도에 의하여 결정되는 계수  $C_a$ 를 사용하고 장주기 구간에서는  $C_v$ 를 사용하여 각 지역에서 사용될 다양한 응답스펙트럼이 만들어 질 수 있는 기틀을 마련하였다. 그리고 FEMA-94에서는 단주기 구간에 대하여서는 단주기 지반계수  $F_a$ 를 사용하고 장주기 구간에 대하여서는 장주기 지반계수  $F_v$ 를 사용하여 응답스펙트럼의 지반효과를 고려하였다. 이 2개의 계수  $F_a$ 와  $F_v$ 는 지반상태와 지진크기에 의하여 결정된다.

우리나라에서는 구조물의 주기에 관계없이 별도로 지반계수를 규정하여 지반효과를 고려하여 오다가 KBC-05에서는 지반계수를 별도로 정의하여 사용하지 않고 FEMA의 개념을 도입한 IBC를 따라서 가속도 설계스펙트럼에 지반효과를 직접 반영하고 있다.

#### 다) 동적계수와 설계스펙트럼 가속도

구조물에 대한 동적하중의 증폭효과를 나타내는 동적계수는 진동주기와 밀접한 관계가 있다. 동적계수는 예상되는 지진에 의한 지반가속도에 응답스펙트럼을 간결하게 나타내기 위하여 그림 2에서 보는 바와 같이 수식으로 표현이 가능한 직선이나 곡선을 사용하여 정의되



〈그림 2〉 KBC-05의 설계응답스펙트럼

는 것이 일반적이다.

KBC-05에서는 진동주기가 짧은 경우( $T_0$ 와  $T_S$ 사이의 구간)에 대하여 설계가속도( $S_a$ )를 단주기 가속도( $S_{DS}$ )로 일정한 값을 설정하고 주기가  $T_S$ 보다 긴 경우에는 설계가속도가 진동주기에 반비례하되 진동주기가 1초인 경우에 1초주기 가속도( $S_{D1}$ )가 되도록 하고 있다. 그리고 진동주기가 0인 경우에는  $S_{DS}$ 를 2.5로 나눈 값으로 가속도를 정하고 주기가  $T_0$ 가 될 때까지 선형적으로 증가시켜서  $S_{DS}$ 에 이르도록 하면 그림과 같은 설계스펙트럼을 완성할 수가 있다. 그림으로 나타낸 설계스펙트럼에서 가속도 값을 읽어 내는 것은 상당히 부정확하게 되므로 이것을 다음과 같이 식으로 나타내고 여기에 진동주기를 대입하여 가속도 값을 산정하게 된다.

$$T \leq T_0 \text{ 일 때 } S_a = 0.6 \frac{S_{DS}}{T_0} T + 0.4 S_{DS} \quad \langle \text{식 4.2a} \rangle$$

$$T_0 \leq T \leq T_S \text{ 일 때 } S_a = S_{DS} \quad \langle \text{식 4.2b} \rangle$$

$$T > T_S \text{ 일 때 } S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad \langle \text{식 4.2c} \rangle$$

여기에서  $S_{DS}$ 와  $S_{D1}$ 는 지진의 크기와 지반효과의 영향을 모두 고려하여 각 지역마다 정해지는 값이며 그림에서 보는 수평선과 쌍곡선의 교점을 구하기 위하여 〈식 4.2b〉와 〈식 4.2c〉가 같은 값을 가지는 진동주기를 구하면  $S_{D1}/S_{DS}$ 인데 이것이  $T_S$ 가 된다. 그리고  $T_0$ 는  $T_S$ 의 1/5로 정의된다.

#### 라) 중요도계수

건물의 용도에 따라서 허용할 수 있는 피해의 정도에는 차이가 있어 야 한다. 따라서 중요한 건물들에 대해서는 피해를 최소화할 수 있도록 좀 더 내진설계를 강화할 필요가 있다. 이러한 목적으로 중요도계수를 사용하여 지진하중을 증가시키게 된다. 보통의 건물에 대하여 중요도계수를 1.0으로 하고 더 강화된 내진설계가 요구되는 경우에

는 이를 1.2 또는 1.5로 강화하여 지진하중을 증가시킴으로써 내진 성능을 강화한다. 그러나 최근의 내진설계기준에서는 건물의 중요도에 따라서 성능목표를 달리하는 방법을 주로 사용하는데 이는 좀 더 합리적인 방법으로 내진성을 강화시키기 위한 것이다.

마) 반응수정계수

구조물의 지진응답은 소성거동이나 마찰 등에 의한 감쇠효과에 의하여 크게 저감이 되는 경향이 있다. 이를 고려하기 위하여 사용되는 것이 반응수정계수(R)인데 저감효과가 크게 기대되는 구조방식에 대해서는 큰 반응수정계수를 사용하여 지진력을 낮추어 평가하도록 한다. 반응수정계수에 대해서는 나중에 더 자세히 설명하도록 한다.

1.2 구조물의 1차 모드 지진응답

구조물의 지진응답은 1차 진동모드에 의하여 주로 좌우되므로 등가 정적해석법에서는 편의상 구조물이 지진의 영향을 받으면 1차 진동 모드에 의해서만 진동한다고 가정하고 고차진동모드의 영향은 지진하중의 층별분포를 조정함으로써 간접적으로 고려한다.

가) 지진하중의 산정

구조물이 1차 진동모드로만 진동한다고 가정하면 이를 단자유도 구조물로 생각할 수가 있게 된다. 따라서 1차 진동모드에 대한 진동주기와 감쇠율을 알면 <식 1.6>을 풀어서 지진응답을 구할 수가 있다. 그러나 지진응답의 최대치를 알아내는 방법인 응답스펙트럼 해석법을 응용하면 다음과 같은 절차로 더 간단하게 지진해석을 할 수가 있게 된다.

- (1) 지진이 발생하여 상당한 진동이 일어날 경우에 구조물은 5%~7% 정도의 감쇠율을 가지고 있으므로 내진설계에서는 구조물이 5%의 감쇠율을 가지는 것으로 가정하고 작성된 설계용 응답스펙트럼을 사용한다.
- (2) Newton의 법칙에 따라서 최대가속도에 질량을 곱하여 <식 4.3>과 같이 최대관성력을 구한다.

$$F = mS_A = \left(\frac{S_A}{g}\right)ng = \left(\frac{S_A}{g}\right)W = AW \quad \langle \text{식 4.3} \rangle$$

여기에서 A는 지역계수의 의미를 가지게 되는데 보통은 설계에 사용할 EPA를 중력가속도로 나누어 설정하는 값이다. 이 방법에서는 1차 진동모드 하나에 의한 영향만을 고려하기 때문에 구조

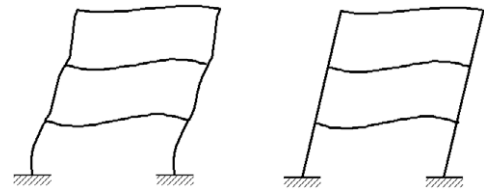
물 전체의 질량을 모드의 유효질량이라고 생각한다.

나) 구조물의 1차 모드형상의 활용

지진하중을 구하기 위하여 <식 4.1>을 사용하면 구조물에 작용할 전체의 지진하중을 얻게 된다. 이 지진하중을 건물의 각 층에 배분하여야 하는데 이 때 주로 사용되는 방법이 1차 모드의 형상을 이용하는 것이다. 다층건물의 1차 모드형상은 <그림 3(a)>에서 보는 바와 같으므로 모드형상을 <그림 3(b)>에서 보는 바와 같이 직선형태로 가정하고 각층의 변위가 층의 높이에 비례한다고 가정할 수가 있다.

구조물이 <그림 3(b)>와 같이 근사화된 1차 모드로만 진동한다면 각 층의 변위는 그 층의 지상 높이에 비례하게 되며 <식 4.4>에 의하여 각 층의 가속도도 해당 층의 지상 높이에 비례하게 된다.

$$F_x = \frac{W_x h_x}{\sum_{i=1}^n W_i h_i} V \quad \langle \text{식 4.4} \rangle$$

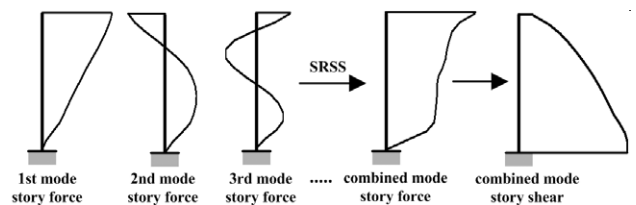


(a) 원래의 모드형상 (b) 근사화된 모드형상  
<그림 3> 3층 예제건물의 1차 모드형상

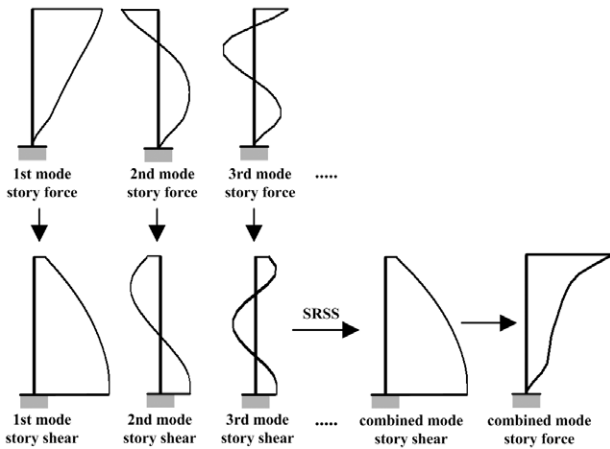
다) 고차 모드의 영향

저층건물에 대해서는 주요 저차모드가 절대적인 영향을 미치지만 건물의 층수가 많아질수록 고차모드의 영향이 점차 커지게 된다. 따라서 저층 구조물에 대해서는 위의 <식 4.4>를 사용하여 층지진하중을 산정하는데 큰 무리가 없을 수 있으나 중-고층 건물에 대해서는 좀 더 정확한 층지진하중의 배분이 필요할 것이다.

<그림 4>는 동적해석(응답스펙트럼해석)에서 각 모드별로 산정되는 층하중을 조합하여 층지진하중을 직접 구하는 것을 보여준다. 응답스펙트럼해석법에서 사용될 조합법을 설명하기 위하여 앞에서는 모든 응답을 직접 조합하여야 한다고 강조하였으나 이 경우는 예외이다.



<그림 4> 층지진하중의 직접조합



(그림 5) 층전단력을 이용한 층지진하중 산정

왜냐하면 층전단력을 제대로 분배하여야 각층의 부재들에 발생하는 부재력이 정확하게 산정될 것이며 이를 위해서는 층전단력을 제대로 나타낼 수 있는 층지진하중의 분포를 사용하여야 하기 때문이다. 따라서 (그림 5)에서 보는 바와 같이 동적해석에서 구한 각 모드의 지진하중을 사용하여 모드별 층전단력을 먼저 구한 후에 이들을 적절히 조합하여 층전단력을 구한 후에 각 층의 층전단력의 차이를 층지진하중으로 사용하면 더욱 합리적인 지진하중의 층별 분배가 이루어 질 수가 있게 되는 것이다.

층지진하중의 분배에 관한 고차모드의 이러한 영향을 층지진하중의 분배에 적절히 반영하여야 고차모드의 영향을 제대로 고려한 지진해석이 가능하게 될 것이다. 이러한 경우에 사용되는 방법에는 대체로 다음 두 가지가 있다.

(1) UBC 방법

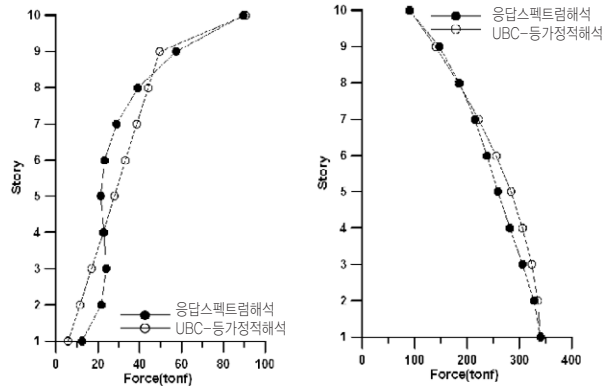
UBC에서는 아래의 (식 4.5)를 사용하여 등가정적해석에 사용될 층지진하중을 산정하도록 요구한다.

$$F_x = \frac{(V - F_t) W_x h_x}{\sum_{i=1}^n W_i h_i} \quad \text{〈식 4.5〉}$$

여기서  $F_t$ 는 구조물의 진동주기가 0.7초 이상인 경우에 고차모드의 영향을 고려하기 위하여 최상층에 추가되는 하중인데  $F_t$ 는 다음의 (식 4.6)으로 산정되며 전체지진하중( $V$ )의 25% 이내로 제한된다.

$$F_t = 0.07 TV \quad \text{〈식 4.6〉}$$

이 식에 의하여 산정되는  $F_t$ 를 구조물의 최상층에 추가하면 거의



(a) 층 지진하중 분포 (b) 층 전단력 분포  
(그림 6) UBC-97에 의한 층지진하중과 층전단력의 비교

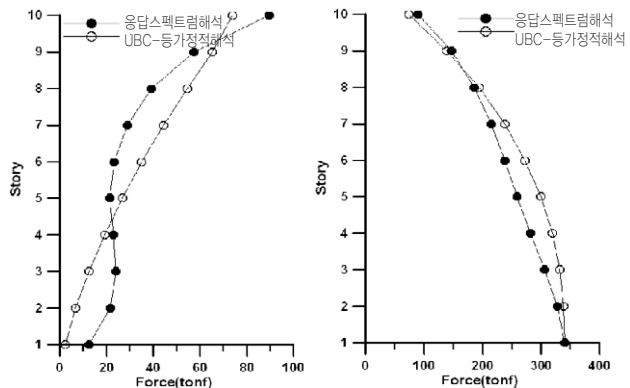
모든 층에서 동적해석에 의한 경우보다 안전측인 층전단력을 얻게 되는데 이는 응답스펙트럼법과 UBC를 10층 예제구조물에 적용하여 구한 층지진하중과 층전단력을 보여주는 (그림 6)에서 쉽게 확인할 수가 있다. 여기서는 비교를 위하여 밑면전단력이 동일하도록 동적해석의 결과를 조정하였다.

(2) ATC 방법

ATC 3-06에서는 아래의 (식 4.7)을 사용하여 층지진하중을 산정한다.

$$F_x = \frac{W_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k} V \quad \text{〈식 4.7〉}$$

여기서  $k$ 는 구조물의 진동주기가 0.5초 이하인 경우에는 1.0, 2.5초 이상인 경우에는 2.0을 사용하며 진동주기가 0.5초와 2.5초사이



(a) 층 지진하중 분포 (b) 층 전단력 분포  
(그림 7) ATC 3-06에 의한 층지진하중과 층전단력의 비교

인 경우에는 두 가지의 경우를 직선보간하여 구한 값을 사용하게 되는데 진동주기가 긴 경우에는 지진하중을 상부층에서 더 크게 평가하기 위한 것이다. 이 식에 의하여 산정되는 층지진하중을 구조물의 각 층에 가하면 응답스펙트럼법과 ATC방법을 10층 예제구조물에 적용하여 구한 결과를 보여주는 <그림 7>에서 보는 바와 같이 거의 모든 층에서 동적해석에 의한 경우보다 안전측인 층전단력을 얻게 됨을 알 수가 있다.

### 4.3 반응수정계수의 배경

#### 가) 구조물의 초과강도

많은 경우에 실제의 구조물들은 설계에 사용된 밀면전단력보다 훨씬 더 큰 횡력에 대한 저항능력을 가지고 있다. <그림 8>에서 보는 바와 같은 이선형(bilinear) 거동을 하는 단자유도 구조물의 예를 들어서 설명하자면 구조물이 저항할 수 있는 밀면전단력( $f_d$ )은 설계밀면전단력(항복밀면전단력:  $f_y$ )보다 더 큰 것이 일반적이다.

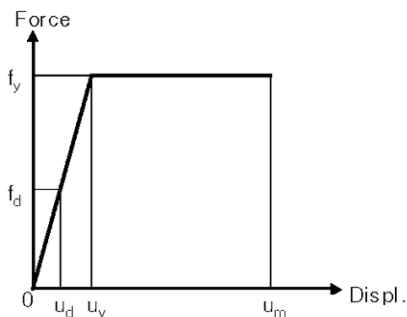
그리고 항복밀면전단력이 설계밀면전단력을 초과하는 정도를 나타내기 위하여 초과강도(over-strength:  $\Omega$ )를 정의하는데 이를 식으로 나타내면 다음과 같다.

$$\Omega = \frac{f_y - f_d}{f_d} \quad \text{〈식 4.8〉}$$

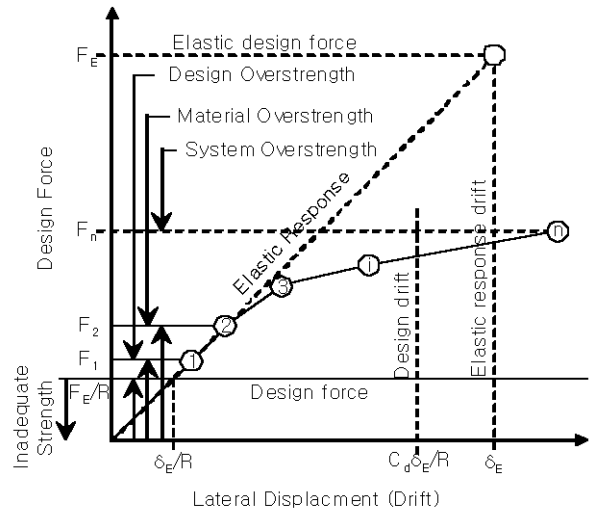
그러므로  $f_y$ 가  $f_d$ 의 두 배가 된다면 초과강도는 100%라고 할 수 있으며 초과강도를 내진설계에서 활용하기 위하여 초과강도계수(over-strength factor:  $R_\Omega$ )를 사용하는데 이것은 항복하중의 설계하중에 대한 비이며 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$R_\Omega = \frac{f_y}{f_d} \quad \text{〈식 4.9〉}$$

따라서  $f_y$ 가  $f_d$ 의 두 배가 된다면 초과강도계수는 2가 된다. <그림



<그림 8> 이선형 힘-변위 관계



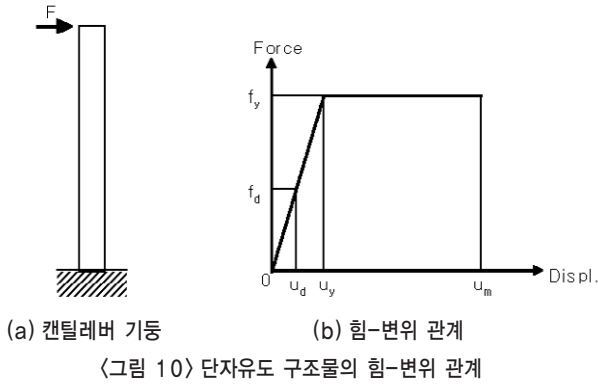
<그림 9> 구조물의 힘-변위 관계

9)에는 실제 구조물에서 흔히 볼 수 있는 힘-변위관계를 나타내었는데 탄성거동을 하는 구조물이 저항하여야 하는 힘은  $F_E$ 이지만 실제로 구조물이 탄성거동을 하도록 설계하면 경제적인 부담이 지나치게 증가하게 되므로 내진설계에서는  $F_E$ 를 반응수정계수( $R$ )로 나누어서 저감된 설계밀면전단력( $V_d = F_E/R$ )을 사용하여 최소 요구강도를 결정하고 있다.

실제 구조설계과정에서는 단면의 크기나 배근량이 계단식으로 증가하게 되는 등의 이유로 구조물은  $V_d = F_E/R$  보다 더 큰 ① - 수준으로 설계가 되는데 이러한 초과강도를 설계초과강도라고 한다. 그리고 구조재료가 공칭강도보다 더 큰 강도를 가지고 있으므로 구조물은 예상보다 더 큰 횡력(② - 수준)에 대하여도 탄성거동을 하게 되는데 이러한 것을 재료초과강도라고 한다. 횡력이 점차 증가함에 따라서 구조물은 탄성범위를 벗어나서 비탄성거동을 하게 되며 소성힌지(plastic hinge)가 생성됨에 따라서 ③, ④ 등을 거쳐서 ⑤ - 수준에 이르기까지 저항을 할 수가 있다. 이것은 구조물의 부정정성(redundancy)에서 기인한 것이며 이러한 초과강도를 시스템초과강도라고 부른다.

#### (1) 설계초과강도

아래의 <그림 10(a)>에서 보는 바와 같이 상단에 횡하중이 가해지는 캔틸레버 기둥의 경우에 대한 힘-변위 관계는 <그림 10(b)>에서 보는 바와 같이 이선형으로 간단히 나타나고 항복강도를 쉽게 정의할 수 있다. 그러나 대부분의 경우에는 계산상 요구되는 이상의 단면을 설계자가 선택하거나 철근을 배근함으로써 설계지진하중( $f_d$ )보다 구조물이 저항할 수 있는 항복하중( $f_y$ )이 더 큰 값을 나타내게 된다. 그리



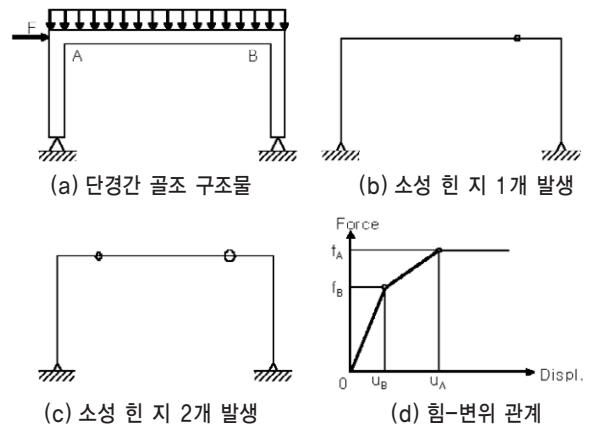
고 구조물 설계기준의 최소요구사항, 즉 최소철근비와 같은 요구사항이 적용되는 경우나 지진하중이 아닌 풍하중이 설계를 지배할 때에도 이러한 일이 생길 수 있다. 이와 같이 구조물의 설계 과정에서 도입되는 초과강도를 설계초과강도(design over-strength)라고 한다.

(2) 재료초과강도

구조물의 부재를 설계할 때 사용되는 설계강도가 구조재료의 실제 강도와 시공된 구조물 내에서의 유효강도의 안전측 하한치를 기준으로 결정이 되기 때문에 모든 구조재료는 재료 샘플에서 얻게 되는 강도와는 상당한 편차를 가지고 있다. 그리고 설계시에 최소설계강도를 다시 강도저감계수로 감소시키고 부재의 크기를 정하게 된다. 그러므로 시공된 구조물에서 실제로 기대할 수 있는 강도는 이러한 재료강도의 편차와 강도저감계수를 고려할 때 설계치보다 훨씬 높으며 통계적인 자료에 근거한 재료의 평균강도를 사용하여 계산되어야 한다. 이 때 설계식에서 계수를 제거하고 큰 항복이 일어날 것으로 예상되는 곳에서는 변형경화(strain hardening)를 고려하여 재료의 평균강도를 구하여야 한다. 보강조적조, 콘크리트 및 강구조에 대한 기준의 요구사항은 설계강도에 대한 평균강도의 비와 변형경화 효과를 고려하기 위하여 1.25의 계수를 전통적으로 사용하여 왔다. 보통의 강도저감계수가 0.9 정도임을 고려할 때 이러한 재료로 시공된 구조물에 대한 재료초과강도(material over-strength)는 1.25/0.9 즉 1.4 정도가 될 것이다.

(3) 시스템초과강도

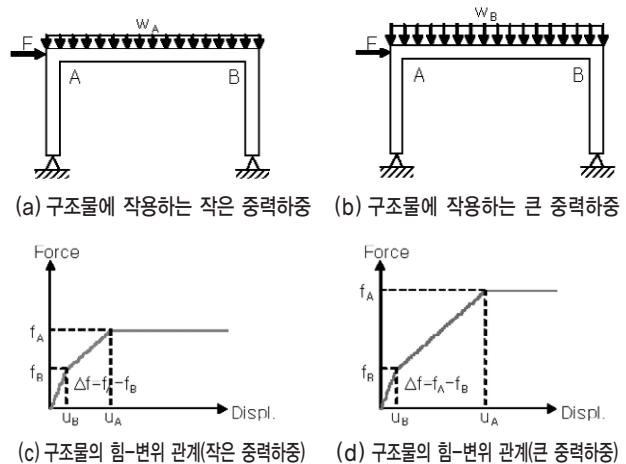
시스템초과강도를 이해하기 위하여 〈그림 11(a)〉에서 보는 바와 같이 골조구조물을 생각해 보자. 횡하중(F)이 작용하게 되면 처음에는 구조물이 탄성거동을 하겠지만 횡하중이 점차 증가함에 따라서 〈그림 11(b)〉에서 보는 바와 같이 보의 B단이 먼저 항복을 하게 된다. 그리고 더 큰 하중이 가해지면 〈그림 11(c)〉에서 보는 바와 같이 A단까지 항복상태에 도달하여 불안정구조물이 되고 이 구조물은 더 큰 하중에



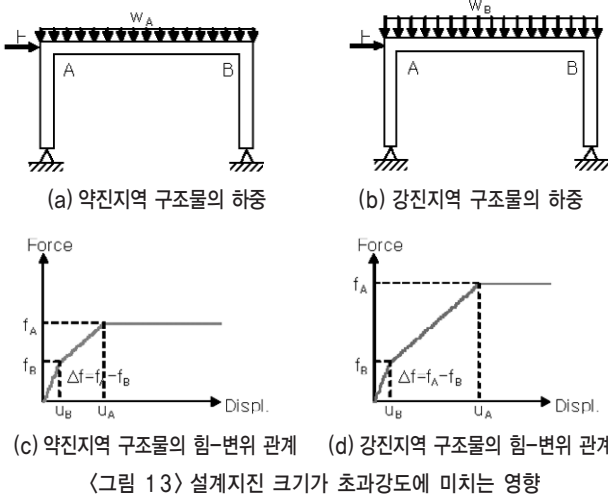
〈그림 11〉 1차 부정정구조물의 비탄성거동

대하여 저항할 수가 없게 된다. 따라서 이 구조물에 대한 횡력과 변위의 관계는 〈그림 11(d)〉에서 보는 바와 같이 3선형(tri-linear)곡선으로 나타낼 수 있다. 구조물의 설계강도는  $f_B$ 이고 항복강도는 이보다 큰  $f_A$ 라고 볼 수 있으므로 이 구조물의 부정정성에 의하여 시스템초과강도가 발생하게 된다. 이런 부정정구조물에 대해서는 모든 지점이 동시에 항복하도록 설계하기가 매우 어려울 뿐만 아니라 그렇게 하는 것이 꼭 바람직한 일도 아니므로 모든 부정정 구조물은 시스템초과강도를 가지게 되는 것이다.

시스템초과강도는 구조물에 작용하는 중력하중이나 지진하중의 크기에 따라서 상당한 차이를 가지게 되기도 한다. 먼저 〈그림 12(a)와 (b)〉에서 보는 바와 같이 설계에 사용되는 지진하중의 크기는 같지만 중력하중의 크기는 서로 다른 두 가지의 구조물에 대하여 생각해 보자. 두 가지 구조물의 힘-변위 관계는 〈그림 12(c)와 (d)〉에서 보는 바와 같이 나타나는데 그림에서 알 수 있는 바와 같이 설계지진하중( $f_B$ )이 가해지는 경우에 두 구조물에서 첫번째의 소성힌지가 발생하게 된다. 그리고 두번째의 소성힌지가 발생하여 붕괴될 때까지 구조



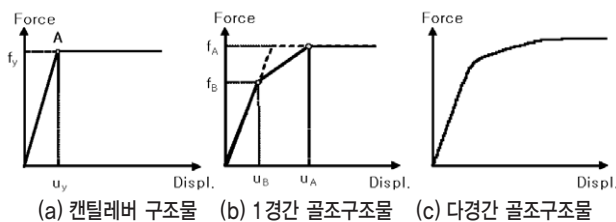
〈그림 12〉 중력하중이 초과강도에 미치는 영향



물은 추가적인 하중( $\Delta f = f_A - f_B$ )을 더 받을 수가 있는데 이 때  $\Delta f$ 는 보에 가해지는 중력하중의 크기에 따라서 결정된다. 두 가지 구조물의 경우에 설계지진하중( $f_B$ )이 같지만 보에 가해지는 중력하중은 (b)의 경우가 더 크므로  $\Delta f$ 도 (b)의 경우가 더 크게 된다. 그러므로 중력하중이 크면 초과강도도 따라서 커지게 된다.

다음으로 〈그림 13(a)와 (b)〉에서 보는 바와 같이 중력하중의 크기는 같지만 지진하중의 크기는 다른 두 가지(약진지역과 강진지역) 경우의 구조물에 대하여 생각해 보자. 두 가지 구조물의 힘-변위 관계는 〈그림 13(c)와 (d)〉에서 보는 바와 같은데 그림에서 알 수 있듯이 설계지진하중이 더 작은 약진지역의 구조물에서 먼저 소성힌지가 발생하고 강진지역의 구조물은 더 큰 횡력을 가할 때 첫번째의 소성힌지가 발생한다. 그리고 같은 량의 횡력 증가분( $\Delta f = f_A - f_B$ )이 추가되면 거의 동시에 두 구조물에서 두번째의 소성힌지가 발생하게 되는데 이것은  $\Delta f$ 가 중력하중의 크기에 따라서 주로 결정이 되기 때문이다. 두 경우에 중력하중이 같으므로  $\Delta f$ 도 같지만 첫 소성힌지를 일으키는 횡하중( $f_B$ )은 약진지역의 경우에 더 작기 때문에 초과강도계수는 약진지역에서 더 크게 나타나게 되는 것이다.

이번에는 부정정차수가 서로 다른 여러 가지 구조물들의 비탄성거동에 대하여 알아보자. 〈그림 14(a), (b) 및 (c)〉는 서로 다른 부정정차수를 가진 구조물에 대한 힘-변위 관계를 나타낸다. 〈그림 14(a)〉에서 보는 캔틸레버 구조물은 정정구조물이기 때문에 하나의 소성힌



〈그림 14〉 부정정차수가 초과강도에 미치는 영향

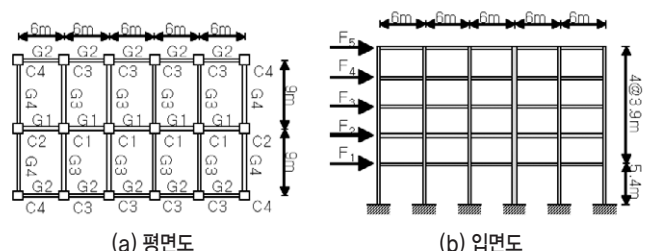
지가 발생하면 구조물이 붕괴하게 되므로 시스템초과강도가 없는 구조물이다. 〈그림 14(b)〉에서 보는 1경간 골조구조물의 힘-변위 관계에서는 첫번째 소성힌지가 발생하면 힘-변위 관계를 나타내는 직선의 기울기가 감소하며 추가적으로 하중을 가하여 두번째 소성힌지가 발생하면 붕괴 매커니즘을 형성하게 된다. 그리고 다경간 골조구조물에서는 붕괴 매커니즘이 발생할 때까지 많은 수의 소성힌지가 점차적으로 발생하므로 기울기가 변하는 점이 뚜렷이 구분되지 않는 것을 볼 수 있다.

여러 가지의 구조시스템이 가지는 설계초과강도, 재료초과강도 및 시스템초과강도와 이들의 영향을 종합한 구조물의 초과강도는 〈표 1〉에서 보는 바와 같다.

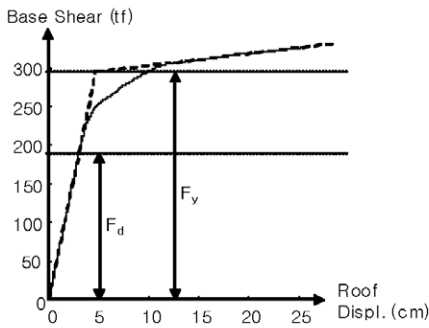
〈표 1〉 여러 가지 구조시스템의 초과강도

구조시스템	설계 초과강도	재료 초과강도	시스템 초과강도	구조물의 초과강도
철골 및 철근콘크리트 특수모멘트 골조	1.5-2.5	1.2-1.6	1.0-1.5	2-3.5
철골 및 철근콘크리트 중간 모멘트 골조	1.0-2.0	1.2-1.6	1.0-2.0	2-3.5
철골 및 철근콘크리트 보통 모멘트 골조	1.0-1.5	1.2-1.6	1.5-2.5	2-3.5
조적벽 골조	1.0-2.0	1.2-1.6	1.0-1.5	2-3.5
가새 골조	1.5-2.0	1.2-1.6	1.0-1.5	1.5-2
철근 콘크리트 전단벽	1.0-1.5	1.2-1.6	1.0-1.5	1.5-2.5
철근 콘크리트 끼움벽	1.0-1.5	1.2-1.6	1.0-1.5	1.5-2.5
무보강 전단벽	1.0-2.0	0.8-2.0	1.0-2.0	2-3
무보강 끼움벽	1.0-2.0	0.8-2.0	1.0-2.0	2-3
이중 가새 및 골조	1.1-1.75	1.2-1.6	1.0-1.5	1.5-2.5
경량 전단벽	1.0-1.5	0.2-2.0	1.0-2.0	2.5-3.5

초과강도, 연성도, 반응수정계수 등의 개념을 알기 쉽게 설명하기 위하여 〈그림 15〉에서 보는 바와 같은 평면과 입면을 가진 예제구조물을 사용하기로 한다. 이 건물은 장변방향으로 5개의 경간을 가지고 단변방향으로는 2개의 경간을 가지는 5층 골조구조물이다. 구조물의



〈그림 15〉 예제구조물



〈그림 16〉 예제구조물의 힘-변위 관계

경간 및 층고는 그림에서 보는 바와 같으며 KBC-05에 따라서 설계되었다.

구조물의 초과강도는 실험이나 해석적인 방법을 통하여 구할 수 있다. 해석적인 방법을 사용하여 구조물의 초과강도를 산정할 때에는 점진적으로 증가하는 횡하중에 대한 비탄성 정적해석(push-over analysis)을 이용한다. 비탄성 정적해석의 결과로 얻게 되는 지붕층의 변위와 밀면전단력을 이용하여 구조물의 힘-변위 관계를 그림으로 나타내면 〈그림 16〉과 같다. 이것을 점선과 같이 이선형 관계로 단순화시켜서 나타내면 항복강도( $F_y$ )를 쉽게 추정할 수 있으므로 이것을 이용하면 다음에서 보는 바와 같이 이 구조물의 초과강도와 초과강도 계수를 구할 수 있다.

설계밀면전단력:  $F_d = 188$

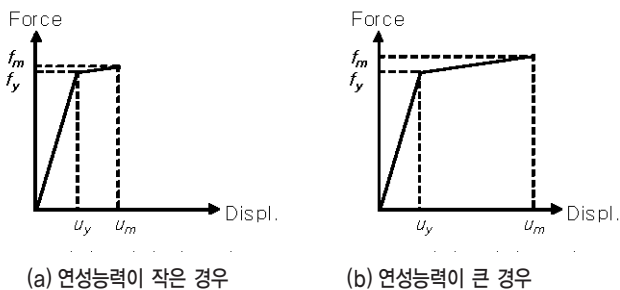
항복강도:  $F_y = 290$

초과강도:  $\Omega = \frac{F_y - F_d}{F_d} \times 100 = \frac{290 - 188}{188} \times 100 = 54.26$

초과강도계수:  $R_\Omega = \frac{F_y}{F_d} = \frac{290}{188} = 1.54$

나) 연성능력과 연성요구도

구조물에 하중이 가해지면 변위가 발생하게 된다. 〈그림 17(a)〉에서 보는 거동은 항복 이후에 약간의 소성거동을 보이다가 곧 붕괴하는 것을 의미하며 이러한 구조물은 연성능력이 작다고 할 수 있으며



〈그림 17〉 단자유도 구조물의 힘-변위 관계

〈그림 17(b)〉에서 보는 바와 같이 항복 이후에도 매우 큰 소성변형을 할 수 있으면 이러한 구조물은 큰 연성능력을 가졌다고 한다. 이와 같은 구조물의 연성능력을 나타내기 위하여 〈식 4.10〉에서 소개하는 연성도(ductility:  $\mu$ )를 사용하게 된다.

$$\mu = \frac{u_m}{u_y} \quad \text{〈식 4.10〉}$$

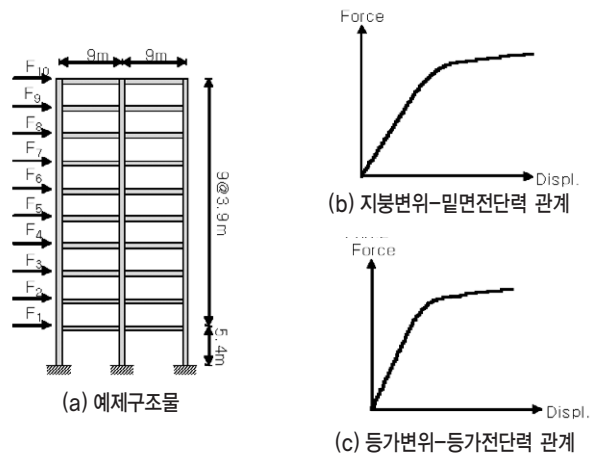
여기서  $u_m$ 과  $u_y$ 는 각각 구조물의 최대변위와 항복점에서의 구조물의 변위를 나타낸다.

다자유도 구조물의 연성도를 평가하기 위해서는 구조물에 대한 힘-변위 관계를 정의할 수가 있어야 한다. 〈그림 18(a)〉에서 보는 10층 예제구조물에 대하여 비탄성 정적해석(push-over analysis)을 수행하여 얻게 되는 지붕의 변위와 밀면전단력의 관계를 그림으로 나타내면 〈그림 18(b)〉에서 보는 바와 같다. 이러한 방법을 사용하여 다자유도 구조물의 거동을 나타내는 것이 쉬우므로 편의상 이러한 방법을 흔히 사용하고 있다. 그러나 다자유도 구조물의 거동을 보다 합리적으로 나타내기 위하여 아래에서 보는 “등가변위”와 “등가전단력”을 사용하면 〈그림 18(c)〉와 같은 결과를 얻게 된다.

$$\text{등가변위: } D_{eq} = \frac{\phi_1^T X}{\phi_1^T M \mathbf{1}} \quad (4.11-5.3.4)$$

$$\text{등가전단력: } V_{eq} = \frac{\phi_1^T K \phi_1}{D_{eq}} \quad (4.12-5.3.5)$$

여기서  $\phi_1$ 와  $X$ 는 각각 1차 모드형상과 구조물의 변위벡터를 나타내고  $M$ 과  $K$ 는 질량과 강성행렬을 나타낸다. 그리고 위첨자  $T$ 는 벡터의 전치행렬을 나타내고  $\mathbf{1}$ 은 모든 요소가 1로 구성된 벡터이다. 많은 경우에 지붕변위-밀면전단력 관계가 등가변위-등가전단력 관계와



〈그림 18〉 다자유도 구조물의 힘-변위 관계



거의 같은 형태를 가지게 되지만 등가변위-등가전단력 관계는 구조물의 변형형상을 고려하는 결과를 주기 때문에 구조물의 거동을 좀 더 잘 나타낸다고 볼 수 있다. 등가 응답에 관해서는 다음에 게재될 3부에서 좀 더 자세히 설명하기로 한다.

특정한 지진에 대하여 구조물이 붕괴되지 않도록 하기 위하여 요구되는 연성도(요구연성도: ductility demand)는 비탄성 동적해석을 통하여 상당히 정확하게 예측할 수 있지만 앞으로 발생할 불확실한 지진에 대한 요구연성도를 예측하는 것은 매우 어렵다. 불확실한 지진에 대한 내진설계에는 특정한 지진의 지반가속도를 사용하기 보다는 설계용 응답스펙트럼을 사용하는 것이 더 바람직하다는 것과 같은 이유로 앞으로 발생할 지진에 대한 구조물의 요구연성도는 능력스펙트럼법(capacity spectrum method)을 이용하여 근사적으로 구할 수 있다. 설계지진에 의한 요구스펙트럼(demand spectrum)과 구조물의 힘-변위 관계로부터 유도되는 능력곡선(capacity curve)의 교점을 구하여 이 구조물의 성능점(performance point)을 찾는 방법을 <그림 19>에서 볼 수 있는데 성능점은 지진이 발생하였을 경우에 구조물의 최대응답(변위와 지진하중)을 나타낸다고 볼 수 있다. 그리고 구조물의 성능점을 사용하여 구조물에 요구되는 요구연성도를 추정할 수 있다. 구조물의 비탄성 거동을 결정하기 위하여 사용되는 능력스펙트럼법에 관한 자세한 내용과 이 방법에 의한 해석 결과의 정확성에 대해

<표 2> 구조물에 대한 요구연성도

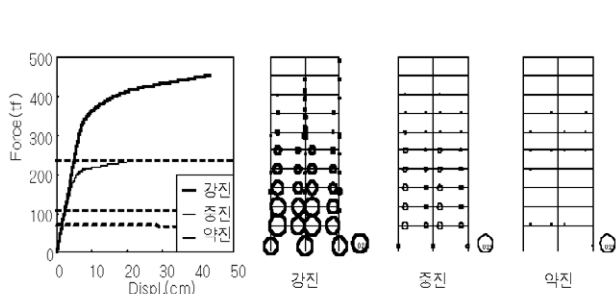
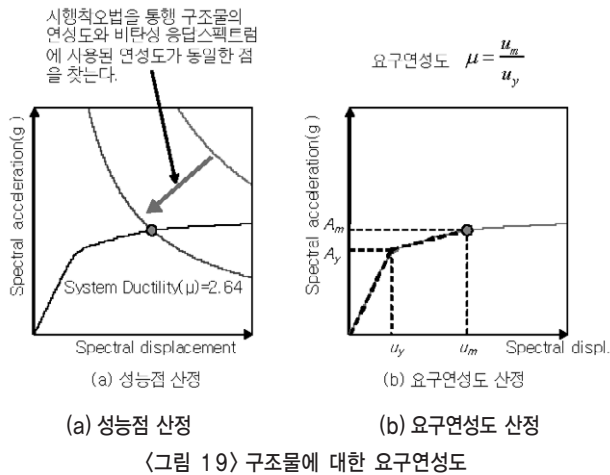
지진크기	강진	중진	약진
요구연성도	4.15	2.64	1.12

서는 3부에서 자세히 소개될 것이다.

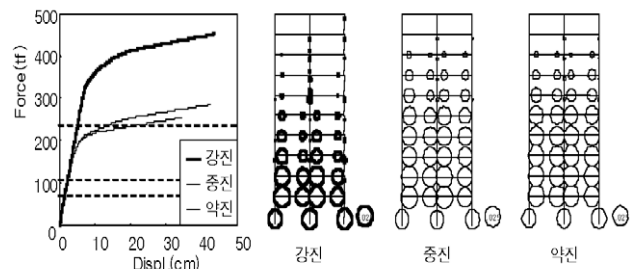
<그림 18>에서 보는 2경간 10층 구조물을 강진, 중진 및 약진지역(UBC의 지진구역 4, 2B 및 1)의 지반가속도(0.4g, 0.2g, 0.08g)에 대하여 세 가지로 설계하고 이 구조물들의 성능점에 근거한 요구연성도를 구한 결과를 나타내면 <그림 20>에서 보는 바와 같다.

이 그림에서 작은 지진에 대해서는 구조물이 큰 소성거동을 하지 않는 것을 볼 수 있는데 이것은 앞에서 <그림 13>을 통하여 설명한 바와 같이 작은 지진하중에 대하여 설계된 구조물은 일반적으로 큰 지진하중에 대하여 설계된 구조물보다 더 큰 초과강도를 가지기 때문이다. 서로 다른 수준의 설계지진에 대하여 설계된 세 가지의 구조물에 대하여 <그림 20(a)>에 나타난 힘-변위 관계를 근거하여 산출한 요구연성도는 <표 2>에서 보는 바와 같다. 여기서도 강진지역의 구조물은 큰 연성능력을 필요로 하지만 약진지역의 구조물에 대해서는 연성능력이 크게 요구되지 않는 것을 알 수가 있다. 그러므로 강진지역에서는 큰 연성능력을 가지도록 구조물을 설계하는 것이 매우 중요하지만 약진지역에서는 연성능력을 증가시키는 것이 별로 큰 의미를 가지지 못하는 것이다.

현재 내진설계기준에서 구조물의 설계상세는 구조시스템에 따라서 결정되므로 구조시스템이 동일할 경우에 구조물의 상세도 같으니 소성변형능력도 같을 것으로 가정할 수 있을 것이다. 중진지역과 약진지역의 구조물에 대하여 구조부재에 발생하는 최대 소성회전각이 강진지역의 경우와 동일할 때까지 하중을 증가시키며 비탄성 정적해석을 수행한 결과가 <그림 21>에 나타나 있다. 구조물의 힘-변위 관계를 살펴보면 최대 소성회전각이 발생할 때의 변위는 설계지진에 크게 영향을 받지 않는 것으로 나타났다. 그리고 약진지역의 구조물은 강진지역의 구조물에 비하여 중력하중의 영향을 상대적으로 많이 받게 되므로 저층으로 갈수록 보의 초과강도보다 기둥의 초과강도가 상대



<그림 20> 요구연성도에 근거한 비탄성 거동



<그림 21> 연성능력에 근거한 비탄성 거동

〈표3〉 구조물의 연성능력

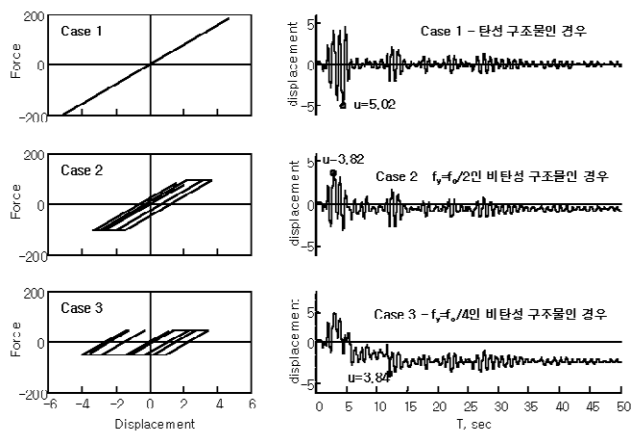
지진크기	강진	중진	약진
요구연성도	4.15	6.02	8.11

적으로 더 크기 때문에 약진지역의 구조물에서 발생하는 보의 소성힌지의 분포가 고층부에 더 널리 퍼져 있는 것을 볼 수 있다. 그러나 이 그림에서 보는 비탄성 거동은 구조물이 어느 정도의 지진하중에 대하여 견딜 수 있는가를 알아보는 것에 불과하며 실제로 지진이 발생하는 경우에 예상되는 비탄성 거동을 의미하는 것은 아니다.

각각의 구조물에서 발생하는 연성도는 〈표 3〉에서 보는 바와 같은데 여기에서는 강진지역의 경우에 비하여 약진지역에서 더 큰 연성이 나타남을 알 수 있다. 이것은 같은 구조상세를 사용하여 부재의 연성능력이 같도록 설계하는 경우에 약진지역의 구조물이 강진지역의 경우에 비하여 약 2배 정도의 연성능력을 가지고 있다는 것을 의미한다.

나) 반응수정계수의 결정

진동주기가 1.0초이고 감쇠비가 5%이며 탄성거동을 하는 단자유도 구조물(case-1)에 대하여 El Centro 지진의 지반가속도를 입력운동으로 사용하고 동적해석을 수행한 결과는 〈그림 22(a)〉에서 보는 바와 같다. 이 경우의 힘-변위 관계는 완전한 선형이고 최대변위는  $u_0$ 이며 구조물에 발생하는 복원력(restoring force)은  $f_0=198.224$ 이다. 이러한 단자유도 구조물의 항복강도를  $f_0/2$ 와  $f_0/4$ 로 설정하면 비탄성 거동이 발생하게 될 것이다. 이 두 가지(case-2 및 case-3)의 구조물에 대하여 비탄성 동적해석을 수행하면 각각 〈그림 22(b) 및 (c)〉에서 보는 바와 같은 결과를 얻게 된다. 그림에 나타난 결과를 살펴보면 구조물에서 발생하는 최대의 저항력은 항복강도로 제한되므로 각각  $f_0$ ,  $f_0/2$  및  $f_0/4$ 이지만 최대변위는 항복강도에 특별한 관계가 없이 5.02, 3.82 및 3.84로 비슷하게 발생하는 것을 볼 수가 있다.



〈그림 22〉 항복강도가 다른 세 가지 구조물의 시간이력해석 결과

그리고 탄성거동을 하는 구조물의 경우에는 지진하중이 사라지면 구조물이 원래의 상태로 되돌아오지만 구조물의 항복강도가 낮을수록 지진이 끝난 후에도 남는 잔류변형(residual deformation)이 크게 발생하는 것을 볼 수 있다.

항복강도가 서로 다른 여러 가지의 단자유도 구조물의 비탄성거동을 살펴보면 다음과 같은 사실을 알 수 있게 된다.

- (1) 구조물이 탄성거동을 하도록 설계하면 매우 큰 지진하중을 받게 되며 구조물은 탄성거동을 하므로 구조적인 피해가 전혀 발생하지 않는다.
- (2) 항복강도를 낮추어서 구조물이 비탄성거동을 하도록 설계하면 지진하중도 항복강도만큼 낮아지며 구조물에서 상당한 소성변형이 발생하게 되므로 구조적인 피해가 발생할 가능성이 높다.
- (3) 구조물의 항복강도를 낮추어 비탄성거동을 유도하고 이에 따라서 발생하는 소성변형에 의하여 큰 구조적 피해가 발생하지 않도록 구조물에 소성능력을 확보하면 구조물이 지진에 대하여 안전하게 저항할 수 있으며 경제적인 부담도 최소화할 수 있다.

이러한 사실을 배경으로 구조물의 내진설계는 항복강도를 낮추고 이에 따라서 발생하는 소성변형을 견딜 수 있는 구조상세를 사용함으로써 경제적으로 지진에 대한 저항능력을 가지도록 하는 방향으로 이루어지고 있다.

탄소성 거동을 하는 구조물의 비탄성응답을 탄성응답과 연관시켜 나타내기 위하여 다음과 같은 정규화된 항복강도( $\bar{f}_y$ )와 이것의 역수인 항복강도저감계수( $R_\mu$ ) 및 연성도( $\mu$ )를 널리 사용한다.

$$\bar{f}_y = \frac{f_y}{f_0} = \frac{1}{R_\mu} \quad \text{식 4.13}$$

$$R_\mu = \frac{f_0}{f_y} = \frac{1}{\bar{f}_y} \quad \text{〈식 4.14〉}$$

$$\mu = \frac{\mu_m}{\mu_y} \quad \text{〈식 4.15〉}$$

앞에서 소개한 〈그림 22〉의 비탄성동적해석 결과에 근거하여 항복강도가 서로 다른 세 가지의 단자유도 구조물에 대하여 정규화된 항복강도와 항복강도저감계수를 정리하여 〈표 4〉에 나타내었다. 최대변위를 항복변위로 나누어서 구한 연성도는 〈표 5〉에서 보는 바와 같은데 이것은 구조물이 가져야 할 최소한의 소성변형능력인 요구연성도(ductility demand)이다. 구조물이 요구연성도 이상의 연성능력(ductility capacity)을 가지도록 설계한다면 지진에 의한 구조물의 붕괴를 방지할 수가 있을 것이며 구조물의 연성능력이 요구연성도에 미

〈표4〉 정규화된 항복강도와 항복강도저감계수

구조물 종류	최대하중( $f_0$ )	항복강도( $\bar{f}_y$ )	저감계수( $R_\mu$ )
Case 1 - $f_y = f_0$	198.224	1	1
Case 2 - $f_y = f_0/2$	99.112	1/2	2
Case 3 - $f_y = f_0/4$	49.556	1/4	4

〈표5〉 항복변위, 최대변위 및 연성도

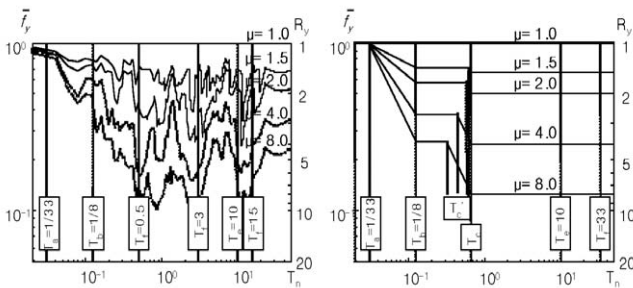
구조물 종류	항복변위( $u_y$ )	최대변위( $u_0$ )	연성도( $\mu$ )
Case 1 - $f_y = f_0$	5.02	5.02	1.00
Case 2 - $f_y = f_0/2$	2.51	3.82	1.52
Case 3 - $f_y = f_0/4$	1.26	3.84	3.06

치지 못한다면 구조물은 붕괴한다고 볼 수가 있다.

탄성지진하중( $f_0$ )보다 구조물의 항복강도( $f_y$ )를 낮추면 구조물이 소성거동을 하게 될 것으로 예상할 수 있지만 실제로는 구조물에 초과강도가 있기 때문에 이러한 예상대로 소성거동을 하지는 않는다. 그러므로 구조물에서 예상하는 소성거동을 유도하기 위해서는 구조물의 초과강도만큼 설계강도( $f_0$ )를 추가적으로 낮추어야 한다. 그래서 내진 설계기준에서는 다음의 〈식 4.16〉에서 보는 바와 같이 여러 가지 구조물의 연성능력에 따라서 결정되는 연성계수( $R_\mu = u_m/u_y$ )와 초과강도에 따른 초과강도계수( $R_Q = f_y/f_0$ )를 곱한 값을 반응수정계수( $R$ )로 설정하고 이것을 사용하여 지진하중을 저감시키고 있다.

$$R = R_\mu \times R_Q \quad \text{〈식 4.16〉}$$

구조물은 비탄성 거동에 의하여 에너지를 소산시킬 수가 있어서 구조물의 응답이 〈그림 22〉에서 보는 바와 같이 상당히 감소하게 된다. 이 그림에서 탄성거동에 비하여 비탄성거동이 저감되는 정도를 알기 쉽게 나타내면 〈그림 23(a)〉와 같이 되는데 이것을 〈그림 23(b)〉와 같이 단순화시킬 수 있다.



(a) 연성도에 따른 응답의 감소 (b) 응답감소의 단순화된 표현

〈그림 23〉 연성도와 응답의 감소

반응수정계수를 사용하여 저감시킨 지진하중을 사용하여 탄성해석을 수행하면 그 결과로 얻게 되는 변위는 구조물의 비탄성 거동을 제대로 나타내지 못하게 된다. 그러므로 내진설계기준에서는 탄성해석에서 얻은 변위에 변위증폭계수( $C_d$ )를 곱하여 구조물의 비탄성 변위를 근사적으로 산정하는 방법을 사용한다. 여러 가지의 구조시스템에 따라서 KBC-05에서 규정하는 설계계수(반응수정계수 및 변위증폭계수)는 〈표 6〉에서 보는 바와 같다.

〈표6〉 지진력저항시스템에 대한 반응수정계수

구조시스템		R	Cd
중간 모멘트골조를 가진 이중골조시스템	철골 가새골조	5	4.5
	철근콘크리트 전단벽	5.5	4.5
	철골 강판전단벽	6.5	5
	철근보강 조적 전단벽	3	2.5
건물골조시스템	철골 편심가새골조(모멘트저항 접합)	8	4
	철골 편심가새골조 (비모멘트저항 접합)	7	4
	철골 중심가새골조	5	4.5
	철골 강판전단벽	6.5	5.5
	철근콘크리트 전단벽	5	4.5
	철근보강 조적 전단벽	3	2
	무보강 조적 전단벽	1.5	1.5
내력벽 시스템	철근콘크리트 전단벽	4.5	4
	철근보강 조적 전단벽	2.5	1.5
	무보강 조적 전단벽	1.5	1.5
모멘트-저항 골조 시스템	철골 모멘트골조	6	3.5
	철근콘크리트 중간 모멘트골조	5	4.5
	철근콘크리트 보통 모멘트골조	3	2.5
역추형 시스템	캔틸레버 기둥 시스템	2.5	2.5
	철골모멘트골조	1.25	2.5
기타구조	기타 구조	3	2.5