

# 주구조물과 설비의 상호작용을 고려한 층 응답스펙트럼의 추계론적 작성법

## Floor Response Spectra with Structure-Equipment Interaction Effects by a Random Vibration Approach

윤 정 방\* · 손 은 진\*\*  
Yun, Chung Bang · Son, Eun Jin

### Abstract

An efficient method for generating floor response spectra with the structure-equipment interaction effects is proposed. Floor response spectra are computed from a prescribed ground response spectrum by a random vibration approach. Transfer function of equipment response for earthquake excitation is constructed directly from the modal properties of the individual structures. The method also can account for the nonproportional damping characteristics of the combined system.

### 요 지

주구조물내에 설치될 부구조물의 내진설계를 위한, 층 응답스펙트럼을 두 구조계의 상호작용을 고려하여 작성하는 효율적인 방법을 제안하였다. 지반 응답스펙트럼으로부터 층 응답스펙트럼을 추계론적 기법을 통하여 유도하였다. 이 과정에서 지반운동에 대한 부구조물 거동의 전달함수를 주구조물과 부구조물, 각각의 자유진동 특성으로 부터 구함으로써 복잡한 구조물의 자유진동해석을 피할 수 있었다. 본 방법은 주구조물-부구조물의 복잡한 구조계의 비 비례감쇠 특성을 고려할 수 있다.

### 1. 서 론

원자력발전소의 격납용기와 같은 주구조물(primary system)내에 설치된 부대설비(secondary system) 및 파이핑계의 내진설계시 지진하중은 일반적으로 설비가 설치될 층의 층 응답스펙트럼으로 주어진다. 층 응답스펙트럼이란, 구조물이 건설된

지반에 어떤 지진이 발생하였을때 구조물 내의 어느 층에 놓인 단일 자유도를 갖는 진동체(설비)의 최대 응답을 진동체의 고유진동수와 감쇠비의 함수로 나타낸 것이다<sup>1-6)</sup>. 따라서 층 응답스펙트럼을 작성할 때는 주구조물-설비의 상호작용의 영향과 함께 설비와 주구조물로 구성된 전체 구조계가 통상

\*정회원 · 한국과학기술원 토목공학과 교수

\*\*정회원 · 대리, (주)대우엔지니어링

가지는 비 비례감쇠(nonproportional damping)의 특성을 고려해야 한다. 본 연구에서 주구조물-설비의 상호작용이란 구조물 내에 설비가 설치됨으로 인하여 구조물응답과 설비용답 사이의 연계효과로 설비용답이 변화되는 것을 말한다. 이 상호작용은 구조물내의 설비가 놓이는 층의 질량에 대한 설비 질량의 비가 커질수록, 그리고 설비의 고유진동수가 주구조물의 고유진동수와 비슷한 값을 가지게 되어 공진의 가능성이 클수록 그 영향이 중요하게 된다<sup>4,5,6</sup>. 비 비례감쇠 특성이란, 설비와 구조물 사이의 감쇠특성이 달라서 복합된 전체구조계의 각 모드에 대한 운동방정식이 감쇠항으로 연계되어 지는 것을 말한다.

층 응답스펙트럼을 작성하는 방법에는 대체로 두 가지 방법이 있다. 한 방법은 주어진 지진응답스펙트럼으로부터 이와 동력학적으로 동격(Compatible)인 지진시간이력곡선을 시뮬레이션한 후, 이를 이용하여 구조물과 부구조물의 복합구조계를 해석하는 시간이력방법<sup>7</sup>이다. 그리고 다른 방법은 지진 응답스펙트럼으로부터 시간이력곡선을 구하지 않고 직접 층응답스펙트럼을 구하는 방법<sup>8-10</sup>이다. 전자는, 구조물과 부구조물의 상호작용효과가 클때에 이를 적절히 고려하기 위하여, 복합구조계의 동적 해석을 설비의 동특성이 변함에 따라 또한 여러경우의 다른 랜덤지진이력곡선에 대하여, 반복적으로 여러번 수행해야 하므로 계산시간이 많이 소요되게 된다. 반면, 후자는 상기의 상호작용을 고려하기에는 이론적으로 다소 복잡한 과정을 거쳐야 하는 문제점이 있으나, 계산시간이 비교적 적게 소요되는 장점이 있다. 따라서 구조물과 설비의 상호작용을 고려한 층 응답스펙트럼의 직접작성법의 개선책에 대한 연구는 그간 많이 수행되어왔다<sup>4, 5, 6</sup>. 그러나 제안된 방법들의 대부분의 경우에 설비의 고유진동 특성이 변함에 따라 복합구조계의 고유진동특성을 근사적인 방법을 사용하지만 실질적으로 반복하여 구하여 층 응답스펙트럼을 작성하기 때문에 역시 많은 계산시간이 소요된다.

그러므로 본 연구에서는, 상기의 상호작용을 고려한 층 응답스펙트럼을 좀 더 효율적으로 작성하는 방법을 연구 개발하였다. 이 방법에서는 지반에 작용되는 지진입력에 대한 설비 거동 응답의 전달 함수(transfer function)를 주구조물의 고유치 해

석결과와 설비의 동적 특성만의 값으로부터 직접 구하였다. 즉 설비의 동적 특성이 달라지더라도 전체구조계의 고유치해석을 다시 반복 수행하지 않고 층 응답스펙트럼을 작성할 수 있는 효율적인 방법을 제안하였다. 이 방법은 전체구조계의 비 비례감쇠 특성도 쉽게 고려할 수 있다. 지진에 의한 설비의 거동은 랜덤 진동해석 방법에 의하여 계산하였다. 즉, 입력 지반 응답스펙트럼과 상응하는 입력지진의 PSD(power spectral density)를 추정<sup>11</sup>한 후, 앞에서 기술한 전달함수를 이용하여 설비거동의 PSD를 구하였으며, 이로부터 설비 거동 응답의 분산과 첨두계수<sup>12</sup>를 산정하여 층 응답스펙트럼을 구하였다.

## 2 운동방정식

여러개(n)의 자유도를 갖는 주구조물내에 단일 자유도로 모형화된 부대설비가 설치된 경우, 복합된 구조계의 지진하중에 대한 운동방정식은 아래와 같이 나타내진다.

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} + ce \begin{bmatrix} O_{l-1} \\ u_l \\ O_{n-l} \end{bmatrix} + ke \begin{bmatrix} O_{l-1} \\ u_l \\ O_{n-l} \end{bmatrix} = -[M]\{1\}u_g \quad (1)$$

$$m_e \ddot{u}_e + ce (\dot{u}_e - \dot{u}_l) + ke (u_e - u_l) = -m_e u_g \quad (2)$$

- 여기서,  
 $\{u\}, u_e$  : 주구조물 및 부대설비의 지반운동에 대한 상대 변위  
 $u_l$  : 부대설비가 위치한 층의 횡(또는 종)방향 변위, 즉 $\{u\}$ 의  $l$ 번째 성분  
 $\ddot{u}_g$  : 지반에서의 지진가속도  
 $[M], [C], [K]$  : 주구조물의 질량, 감쇠 및 강성행렬  
 $m_e, c_e, k_e$  : 부대설비의 질량, 감쇠 및 강성  
 $\{1\}$  : 지진하중에 대한 영향계수벡터  
 $O_{l-1}, O_{n-l}$  : 성분이 O(zero)인  $l-1$  및  $n-l$  차원의 벡터

식(2)를 사용하면, 식(1)은 다음과 같이 재구성할 수 있다.

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} + \begin{bmatrix} O_{l-1} \\ m_e \ddot{u}_e \\ O_{n-l} \end{bmatrix} = -([M]\{1\} + \begin{bmatrix} O_{l-1} \\ m_e \\ O_{n-l} \end{bmatrix}) u_g \quad (3)$$

주구조물만의 비감쇠 자유진동모우드를 사용하면, 주구조물의 응답은 근사적으로 아래와 같이 나타낼 수 있다.

$$\{u\} = [\Phi] \{q\} \quad (4)$$

여기서,  $[\Phi]$ 는 비감쇠 자유진동모우드 행렬로서  $[\Phi]^T[M][\Phi] = [1]$ 이 되도록 조정된 것이며,  $\{q\}$ 는 일반 모우드 좌표계이다.

식 (4)를 사용하면, 식(3)과 (2)는 다음과 같이 변환할 수 있다.

$$\ddot{q}_j + 2\zeta_j \omega_j \dot{q}_j + \omega_j^2 q_j + \phi_j m_e \ddot{u}_e = -(\Gamma_j + \phi_j m_e) \ddot{u}_g \quad (j=1, 2, \dots, n_1) \quad (5)$$

$$m_e \ddot{u}_e + c_e(\dot{u}_e - \sum_{j=1}^{n_1} \phi_{e_j} \dot{q}_j) + k_e(u_e - \sum_{j=1}^{n_1} \phi_{e_j} q_j) = -m_e \ddot{u}_g \quad (6)$$

여기서,

$\omega_j, \zeta_j$ : 주구조물의  $j$ 번째 자유진동모우드에 대한 자유진동수 및 모우드 감쇠계수

$\Gamma_j$ : 모우드기여도(= $\{\phi_j\}^T[M] \{1\}$ )

$n_1$ : 해석에 사용한 모우드 수

식 (5)는 주구조물은 비례감쇠행렬을 갖는다는 가정하에 유도되었지만, 주구조물과 부대설비간의 비 비례감쇠특성을 고려할 수 있도록 구성되어진 것이다.

### 3. 부대설비에 대한 전달함수

통상적인 방법으로 주구조물과 부대설비의 상호작용효과를 고려하여 총 응답스펙트럼을 작성하기 위해서는, 식(5)와 (6)을 부대설비의 동적특성( $m_e, \omega_e, \zeta_e$ )의 변화에 따라 시간이력 해석법으로 풀어야 한다. 이 시간이력 해석법은 상당한 계산시간이 소요되므로, 본 연구에서는 랜덤진동이론에 바탕을 둔 효율적인 주파수영역 해석방법을 개발하여 총 응답스펙트럼을 구하는데 사용하였다.

식(5)와 (6)을 Fourier변환을 하면 다음과 같이 나타내진다.

$$Q_j(\omega) = H_j(\omega) [\phi_{e_j} m_e \omega^2 U_e(\omega) - (\Gamma_j + \phi_{e_j} m_e) \ddot{U}_g(\omega)] \quad (7)$$

$$U_e(\omega) = H_e(\omega) [(2\zeta_e \omega_e \omega i + \omega_e^2) \sum_{j=1}^{n_1} \phi_{e_j} Q_j(\omega) - \ddot{U}_g(\omega)] \quad (8)$$

여기서

$$H_j(\omega) = \frac{1}{(\omega_j^2 - \omega^2) + 2\zeta_j \omega_j \omega i} \quad (9)$$

$$H_e(\omega) = \frac{1}{(\omega_e^2 - \omega^2) + 2\zeta_e \omega_e \omega i} \quad (10)$$

그리고  $Q_j(\omega), U_e(\omega)$ 와  $\ddot{U}_g(\omega)$ 는 각각  $q_j(t), u_e(t)$  및  $\ddot{u}_g(t)$ 를 Fourier변환한 것이며,  $\omega_e$ 와  $\zeta_e$ 는 부대설비의 자유진동수와 감쇠비를 나타낸다.

식(7)을 (8)에 대입한 후 정리하면,  $U_e(\omega)$ 는 아래와 같이 나타내진다.

$$U_e(\omega) = T U_e(\omega) \ddot{U}_g(\omega) \quad (11)$$

여기서,  $T U_e(\omega)$ 는 부대설비의 상대변위에 대한 전달함수로 다음과 같다.

$$T U_e(\omega) = \frac{-H_e(\omega)[1 + (2\zeta_e \omega_e \omega i + \omega_e^2) \sum_{j=1}^{n_1} \phi_{e_j} (\Gamma_j + \phi_{e_j} m_e) H_j(\omega)]}{1 - H_e(\omega) (2\zeta_e \omega_e \omega i + \omega_e^2) m_e \omega^2 \sum_{j=1}^{n_1} \phi_{e_j}^2 H_j(\omega)} \quad (12)$$

부대설비의 절대가속도에 대한 Fourier변환은 아래와 같이 구해지므로

$$\begin{aligned} \ddot{U}_e' &= \ddot{U}_e(\omega) + \ddot{U}_g(\omega) \\ &= (-\omega^2 T U_e(\omega) + 1) \ddot{U}_g(\omega) \end{aligned} \quad (13)$$

부대설비의 절대가속도에 대한 전달함수는 다음과 같이 표시된다.

$$T U_e'(\omega) = 1 - \omega^2 T U_e(\omega) \quad (14)$$

식(12)와 (14)로부터, 부대설비의 응답에 대한 전달함수는 설비 자체와 주구조물 각각의 모우드 특성으로 나타내짐을 알 수 있다. 즉, 앞에 언급한 방법을 사용하면 많은 계산시간이 소요되는 주구조물과 설비가 조합된 구조계의 모우드특성을 계산할 필요가 없게 된다.

상호작용효과를 무시하면 식(3), (5), (7) 및 (12)의 부대설비의 질량( $m_e$ )에 관련된 항이 없어지게 된다. 따라서 이 경우에는 전달함수가 아래와 같이 간단한 형태로 표시된다.

$$\begin{aligned} \bar{T} U_e(\omega) &= -H_e(\omega) [1 + (2\zeta_e \omega_e \omega i + \omega_e^2) \sum_{j=1}^{n_1} \phi_{e_j} \Gamma_j H_j(\omega)] \\ &= -H_e(\omega) [1 + (2\zeta_e \omega_e \omega i + \omega_e^2) \sum_{j=1}^{n_1} \phi_{e_j} \Gamma_j H_j(\omega)] \end{aligned} \quad (15)$$

$$\begin{aligned} \bar{T} U_e'(\omega) &= 1 + \omega^2 H_e(\omega) [1 + (2\zeta_e \omega_e \omega i + \omega_e^2) \sum_{j=1}^{n_1} \phi_{e_j} \Gamma_j H_j(\omega)] \\ &= 1 + \omega^2 H_e(\omega) [1 + (2\zeta_e \omega_e \omega i + \omega_e^2) \sum_{j=1}^{n_1} \phi_{e_j} \Gamma_j H_j(\omega)] \end{aligned} \quad (16)$$

#### 4. 층 응답스펙트럼의 작성

앞에서 서술한 랜덤진동이론을 이용하여 층 응답스펙트럼을 작성하기 위하여는 아래의 3단계과정이 필요하다.

①주어진 지반운동의 응답스펙트럼과 등가인 지진가속도에 대한 PSD(Power Spectral Density)의 산정.

②설비의 동적특성( $m_0, \omega_0, \zeta_0$ )의 여러값에 대하여, 전달함수를 이용하여 지반운동의 PSD로부터 설비 응답의 PSD계산.

③설비용답의 PSD를 바탕으로 설비용답의 예상 최대치를 산정.

제1단계 과정인 지진가속도의 PSD산정은 지반운동이 평균이 영(zero)인 확률과정이라고 가정하여 Gasparini와 Vanmarcke가 개발한 전산프로그램 SIMQKE[7]를 사용하여 구하였다. 이는 처음에 가정한 지반운동의 PSD,  $S_{\ddot{u}_g}(\omega)^{(0)}$ 로부터 반복수정과정(Iteration Procedure)를 거쳐서 주어진 지반운동의 응답스펙트럼과 등가인 지진가속도의 PSD를 구하는 방법이며, 그 과정은 표1에 보이였다. 본 연구에서는 지진가속도의 PSD에 대한 최초의 가정은 Vanmarcke방법<sup>7)</sup>에 따라서 아래와 같이 택하였다.

$$S_{\ddot{u}_g}(\omega)^{(0)} = \frac{1}{\omega n \left( \frac{\pi}{4\zeta_r} - 1 \right)} \left( \frac{\omega_0^3 S_v^2(\omega n)}{r_{np}} - \int_0^{\omega n} S_{\ddot{u}_g}(\omega)^{(0)} d\omega \right) \quad (17)$$

여기서

$S_v(\omega_0)$  = 주어진 지반의 속도응답스펙트럼 :  $\zeta_r$  시간 종속 감쇠율 :  $r_{np}$  지속시간  $r$ 인 지진에 의한 구조거동의 비정상특성을 고려한 첨두계수인데, 이의 자세한 내용은 문헌 9를 참조하기 바란다. 식(17)은 양변에 미지값  $S_{\ddot{u}_g}(\omega)$ 를 포함하고 있으나 우변이 적분형태이므로  $\omega < \omega_0$ 일때  $S_{\ddot{u}_g}(\omega)^{(0)} = 0$ 으로 가정하여  $S_{\ddot{u}_g}(\omega)^{(0)}$ 을 계산한후  $\omega_0$ 를 점차 크게하여 가면서  $S_{\ddot{u}_g}(\omega_0)^{(0)}$ 을 산정하는 방법을 사용하였다.

식(17)로부터 구한  $S_{\ddot{u}_g}(\omega)^{(0)}$ 로부터 표1에서 기술한 반복수정과정을 거쳐 만족스러운  $S_{\ddot{u}_g}(\omega)$ 를 구한 후, 제2단계 과정에서는 특정한 동적계수 ( $m_0, \omega_0, \zeta_0$ )를 가지는 설비의 거동에 대한 PSD,  $S_{\ddot{u}_s}(\omega)$ 를 구하는 과정이다. 이는 앞절에서 유도한 전달함수를 이용하면 아래와 같이 간단히 구할 수 있다.

$$S_{\ddot{u}_s}(\omega) = |T_{\ddot{u}_s}(\omega)|^2 S_{\ddot{u}_g}(\omega) \quad (18)$$

제 3단계 과정인 설비용답의 예상최대값의 산정은, 식(18)의 결과를 이용하면 Kiureghian이 제안한 방법<sup>8)</sup>을 이용하여 아래와 같이 구할 수 있다.

$$E(\max |\ddot{u}_s^t|) = r_p \sigma_{\ddot{u}_s^t} \quad (19)$$

여기서,  $\sigma_{\ddot{u}_s^t}$ 는  $\ddot{u}_s^t$ 의 표준편차, 그리고  $r_p$ 는 최대 응답산정을 위한 첨두계수로서 아래와 같다.

$$\sigma_{\ddot{u}_s^t} = \left( \int_0^{\nu T} S_{\ddot{u}_s^t}(\omega) d\omega \right)^{1/2} \quad (20)$$

$$r_p = \sqrt{2(\nu T \gamma)} + \frac{0.5772}{\sqrt{2(\nu T \gamma)}} \quad (21)$$

식(21)에서  $r_p$ 는 지진에 의한 구조물의 거동이 대체로 Narrow-Band확률과정인 점과 이 경우에 최대값(peaks)들이 확률적으로 상관관계가 있는 점을 감안하여 구한 첨두계수이다.  $\gamma$ 는 지진의 가진기간,  $\nu T$ 는  $\gamma$ 기간동안 발생이 예상되는 동적거동의 극대값과 극소값들(peaks)의 갯수를 의미하며, 아래와 같이 구할 수 있다.

$$\nu T = \begin{cases} \max\{2.1, 2\delta\nu T\} & 0 < \delta \leq 0.1 \\ 1.63 \delta^{0.6} - 0.38 & 0.1 < \delta \leq 0.69 \\ \nu T & 0.69 < \delta \leq 1.0 \end{cases}$$

$$\nu = \sqrt{m_2/m_0}/\pi$$

$$\delta = \sqrt{1 - m_1^2/(m_0 m_2)}$$

여기서

$$m_n = \int_0^{\omega} \omega^n S_{\ddot{u}_g}(\omega) d\omega$$

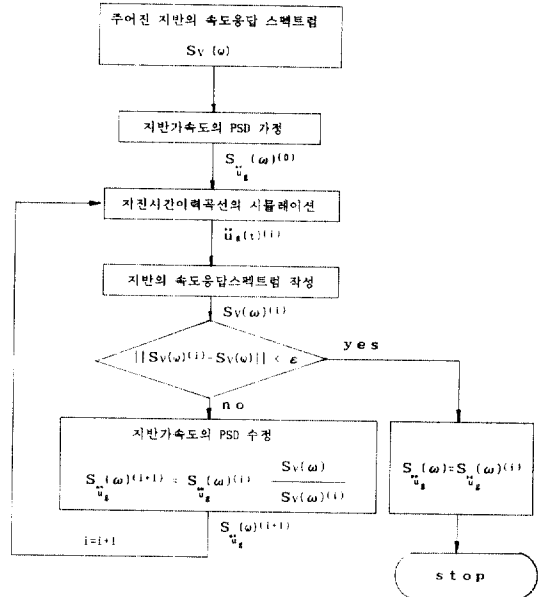


표 1. 지반운동의 PSD를 구하는 과정

## 5. 예제해석 및 결과분석

본 연구에서 개발한 방법의 타당성을 검증하기 위해서 그림1에 보인 10층짜리 건물의 10층에 부대 설비가 위치한 경우를 택하여 예제해석을 수행하였다. 구조물의 물성치도 그림 1에 나타내었다. 주구조물의 처음 3개의 고유진동주기는 0.98, 0.33, 0.2초로 계산되었다. 주구조물의 모우드감쇠비는 모든 모우드에 대해서 5%로 일정하게 가정하였다.

지반의 응답스펙트럼으로는 NRC(Nuclear Regulatory Commission)에서 제공하는 수평방향 운동에 대한 것 중에서 최대 지반가속도는 0.2g, 감쇠비는 5%인 것을 사용하였다<sup>[10]</sup>. 이 응답스펙트럼과 등가인 지반 지진가속도에 대한 PSD는 전산프로그램 SIMQKE를 사용하여 구하였다. 그림 2에 SIMQKE에 의해서 구한 4개의 다른 가진시간(10, 15, 30, 50초)을 갖는 지진의 PSD를 보였다. 이 그림에서 지진의 가진시간은 지반운동의 PSD에 상당히 큰 영향을 줄 수 있으며 가진시간이 길어질수록 지반운동의 PSD값은 작아짐을 알 수 있다. 그림 3은 본 연구에서 개발한 방법을 사용하여 그림 2의 PSD를 갖는 각 지진에 대한 응답스펙트럼을 작성한 것이다. 지진의 가진시간에 따라 PSD는 상당히 크게 차이가 남을 보이고 있으나(그림 2), 총 응답스펙트럼은 거의 차이가 없음을 볼 수 있다. 이는 가진시간이 길어질수록 첨두계수의 값도 커지게 되기 때문이다. 즉, 가진시간의 증가에 따른 지반운동 PSD의 감소와 첨두계수의 증가가 총 응답스펙트럼에 미치는 영향이 서로 상쇄되기 때문이다. 이 사실은 본 연구에서 개발된 방법은 일관성 있게 총 응답스펙트럼의 작성에 이용될 수 있음을 의미한다.

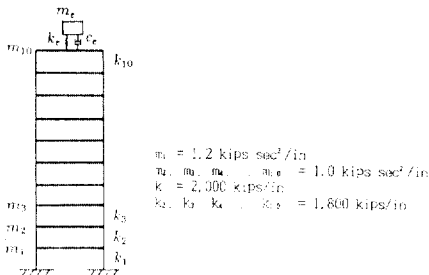


그림 1. 예제해석용 구조물

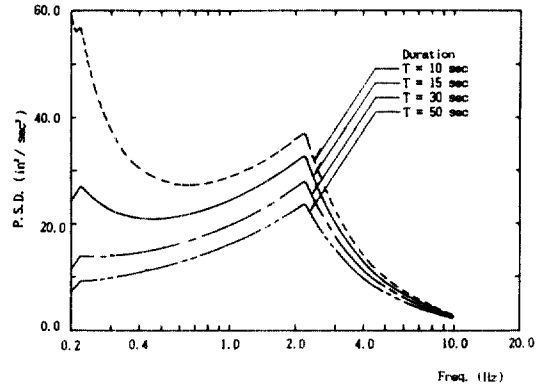


그림 2. 가진시간이 지반 지진가속도의 Power Spectral Density에 미치는 영향  $\zeta=5\%$

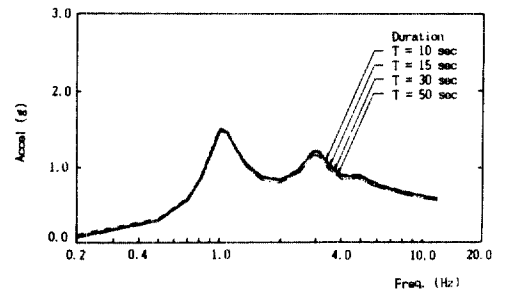


그림 3. 가진시간이 총 응답스펙트럼에 미치는 영향,  $\zeta=5\%$

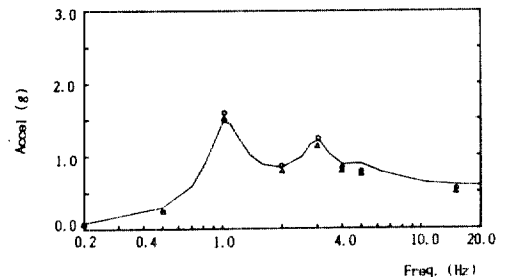


그림 4. 시간이력해법에 의한 총 응답스펙트럼과의 비교,  $\zeta=5\%$

본 연구에서 개발한 총 응답스펙트럼 작성법의 적절성을 규명하기 위해서 시간이력 해석방법에 의한 결과와 비교하였다. 즉, 주어진 지반 응답스펙트

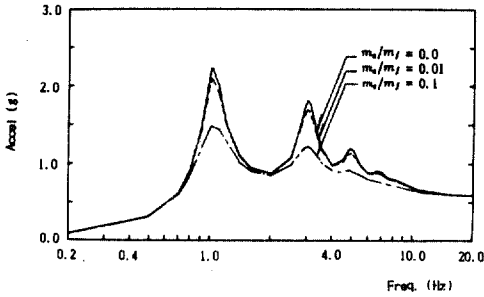


그림 5. 주구조물-설비의 상호작용이 총 응답스펙트럼에 미치는 영향,  $\zeta=5\%$

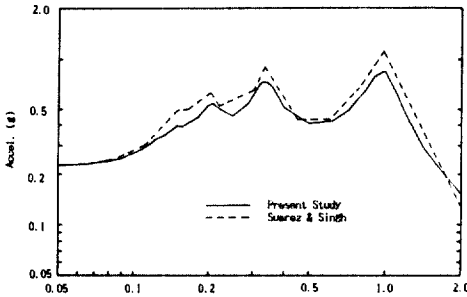


그림 6. 비 비례감쇠를 갖는 경우의 총 응답스펙트럼,  $\zeta=5\%$ ,  $\zeta_s=2\%$

럼과 등가인 15개의 인공 지진가속도기록을 만들어, 각 지진에 대해서 총 응답스펙트럼을 작성한 후, 그 결과들을 평균하여 구한 결과와 비교하였다. 그림 4에 비교결과를 나타내었다. 두 결과가 서로 잘 일치하고 있음을 볼수 있는데, 특히 시간이력해석에 의해서 구한 결과의 평균에 표준편차를 더한 결과와 더욱 잘 맞음을 볼 수 있다. 이는 본 연구에서 개발한 방법이 적절한 안전측의 값을 준다는 것을 의미하는 것이다.

그림 5는 주구조물과 부대설비의 상호작용의 영향을 나타내고 있다. 부대설비와 그가 위치한 층(10층)의 질량 사이의 비율 변화에 따른 해석결과를 비교하였다. 상호작용효과에 의해서 부대설비의 응답이 상당히 감소함을 볼 수 있다. 특히 부대설비와 주구조물 사이의 공진조건일 때 더욱 많이 감소함을 알 수 있다. 이러한 경향은 질량비가 증가

(부대설비의 질량이 증가)함에 따라 더욱 현저하게 나타남을 알 수 있다.

그림 6에 보인 결과는 비 비례감쇠를 갖는 경우에 대한 것이다. 주구조물의 모우드 감쇠비는 모든 모우드에 대해서 5%이고, 부대설비의 감쇠비는 2%인 경우의 결과이다. 입력지진의 스펙트럼은 비교를 위하여 참고문헌 6에 주어진 것을 사용하였다. 참고문헌 6에 보고된 연구에서는 부대설비 및 주구조물이 조합된 구조계의 모우드 특성치를 각각의 모우드 특성치를 근간으로 모우드 synthesis 방법을 사용하여 결정하였으며, 부대설비의 최대응답은 랜덤진동해석기법을 사용하여 산정하였다. 그림 6은 두 결과가 비교적 잘 맞고 있음을 보이고 있으나, 본 연구에서 개발된 방법에 의한 결과가 약간 작음을 볼 수 있다.

## 6. 결 언

본 장에서는 구조물-설비간의 상호작용을 고려한 총 응답스펙트럼의 작성법에 대한 연구결과를 기술하였다. 이 연구결과를 요약하면 다음과 같다.

- ① 질량비가 큰 경우 주구조물과 설비 사이의 상호작용 효과를 무시하면 설비의 응답이 공진진동수 근처에서 실제의 설비응답보다 과대하게 산정된다.
- ② 본 연구에서 제안한 방법을 이용하면, 구조물 내에 설치된 설비의 동적특성이 변하더라도 전체구조계의 고유치해석을 반복 수행하지 않고도 지반운동에 대한 설비운동의 전달함수를 효율적이면서도 상당히 정확히 계산할 수 있다.
- ③ 본 방법은 주구조물과 설비의 감쇠특성이 다른 경우(비 비례감쇠의 경우)에도 효과적으로 적용할 수 있다.
- ④ 본 연구에서 제안된 방법에 의한 결과는 설비의 응답이 커지는 공진진동수 근처에서 시간이력해석결과의 평균값(50%확률 수준)과 평균에 표준편차를 합한 값(84%확률 수준)사이의 값을 가지게 되며 다른 진동수에서는 시간이력해석결과의 평균값에 표준편차를 합한 값에 가까운 다소 안전측의 값을 가진다.
- ⑤ 본 방법의 결과로 얻어지는 총 응답스펙트럼은 평활한(smooth)결과를 주게 되므로 설비의

설계를 위해 적당하다고 사료된다.

### 참 고 문 헌

1. US Nuclear Regulatory Commission, "Standard Review Plan : Seismic System Analysis(NRC SRP 3.7.2)", Washington, D.C., 1989.
2. Biggs, J.M., "Seismic Response Spectra for Equipment Design in Nuclear Power Plants," Proc. of 1st Int. Conf. on Structural Mechanics in Reactor Technology, Berlin, Paper K4/7, 1971.
3. Kapur, K.K. and Shao, L.C., "Generation of Seismic Floor Response Spectra for Equipment Design," Proc. of Specialty Conference on Structural Design of Nuclear Plant Facilities, Chicago, 1973.
4. Sackman, J.L. and Kelly, J.M., "Seismic Analysis of Internal Equipment and Components in Structures," J. of Engineering Structures, Vol. 1, No.4, 1979, pp.179~190.
5. Igusa, T. and Der Kiureghian, A., "Generation of Floor Response Spectra Including Oscillator-Structure Interaction," J. of Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 14, 1985, pp. 661~676.
6. Suarez, L.E. and Singh, M.P., "Floor Response Spectra with Structure-Equipment Interaction Effects by a Mode Synthesis Approach," J. of Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.15, 1987, pp.141~158.
7. Gasparini, D.A. and Vanmarcke, E.H., "Simulated Earthquake Motions Compatible with Prescribed Response Spectra," Massachusetts Institute of Technology, No. R76~4, 1976.
8. Der Kiureghian, A., "Structural Response to Stationary Excitation" J. of Eng. Mech. Div., ASCE, EM6, 1980, pp.1195~1213.
9. Vanmarcke, E.H., "On the Distribution of the First-Passage Time for Normal Stationary Random Processes," J. of Applied Mechanics, Vol.42, 1975, pp. 215~220
10. US Nuclear Regulatory Commission, "Design Response Spectra for Seismic Design of Nuclear Power Plants," Washington, D.C., Regulatory Guide 1.60, Rev. 1, 1973.

(接受 : 1990. 11. 2)