

발파진동의 구조물 응답스펙트럼 응용에 관한 고찰

이 효¹⁾, 김진수²⁾

¹⁾SK건설(주), ²⁾강원대학교

1. 개 요

스펙트럼이라는 개념을 일반적으로 정의하면 복잡한 성분으로 된 것을 단순한 성분으로 분해해서, 그 성분들을 그것의 특징을 나타내는 어떤 양의 크기의 순서로 나열한 것을 말한다. 확률 통계론에서 빈도분포 혹은 확률밀도 등으로 불리우는 것도 이런 의미에서 일종의 스펙트럼인 것이다.

지진해석이나 발파진동을 취급하는 경우에 스펙트럼의 의미는 크게 두 가지 관점에서 고려되고 있는데, 첫째는, 이들에 의해 발생하는 지반진동 자체에 더 큰 의미를 두고 이들 지반진동파의 특성을 확인하고자 하는 경우이고, 둘째는, 이러한 지반진동이 구조물에 작용하는 경우 지반진동을 입력진동으로 하여 이 때 구조물의 동적 특성을 파악하고자 하는 경우이다. 전자의 경우가 주로 사용되는 방법이 Fourier스펙트럼에 의한 지반진동의 특성을 파악하는 경우이며, 후자의 경우는 일자유도계(SDF, Single Degree of Freedom System)모형을 이용하여 탄성구조물의 최대반응(Maximum Response)을 그래프로 나타내는 응답스펙트럼을 이용하여 구조물의 동적특성을 파악하는 경우이다. 본 고찰에서 주로 다루어질 분야는 후자의 경우로서 이들에 대하여 좀 더 살펴보면 다음과 같다.

2. 응답스펙트럼의 이해^{[1],[2],[3]}

응답스펙트럼은 H Benioff가 1934년 지진학에 처음으로 적용한 이후, 1941년 M.A.Biot가 지진공학에 적용하였다. 그러나 이 분야의 본격적인 연구와 응용은 G.Housner에 의하여 시작되었다. Housner는 1959년 4건의 강진에서 기록된 8개(각 건당 2개씩)의 수평성분 기록자료로부터 스펙트럼을 작성하였는데, 이것이 내진설계에 이용된 최초의 스펙트럼이라고 볼 수 있고, 발파진동분야에 도입되어 본격적으로 연구된 것은 C.H. Dowding 등에 의해서이다.

응답스펙트럼은 지진 및 발파진동 등의 동적하중을 받는 탄성 일자유도계 구조물의 최대반응을 그래프로 나타낸 것으로서 가로축(Abscissa)은 진동수 또는 주기, 세로축(Ordinate)은 최대반응(상대변위, 상대속도, 절대가속도)을 나타낸다. Fig.1과 같이 동적하중을 받는 일자유도계 구조물의 운동방정식은 식(2.1)과 같다.

$$mx''(t) + cu'(t) + ku(t) = 0 \quad (2.1)$$

$$mu''(t) + cu'(t) + ku(t) = -m x''_b(t) \quad (2.2)$$

$$u''(t) + 2\xi\omega u'(t) + \omega^2 u(t) = -x''_b(t) \quad (2.3)$$

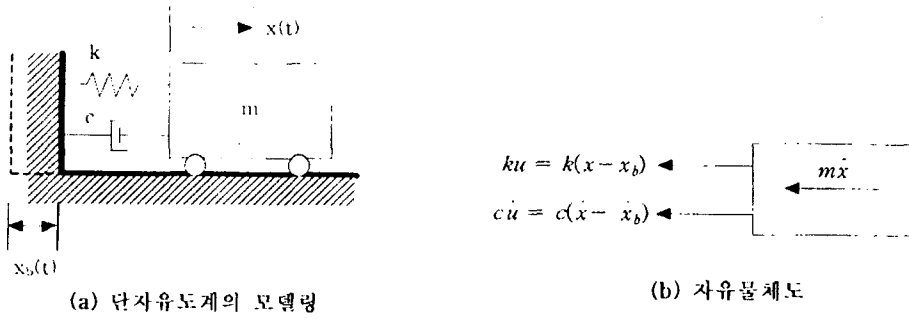


Fig. 1 (a)지진하중을 받는 단자유도계의 모델링, (b)자유물체도

식에서

$$\begin{aligned}
 u(t) &= x(t) - x_b(t) = \text{상대변위} \\
 u'(t) &= x'(t) - x'_b(t) = \text{상대속도} \\
 u''(t) &= x''(t) - x''_b(t) = \text{상대가속도} \quad x_b(t) = \text{지반변위} \\
 x'_b(t) &= \text{지반속도} \\
 x''_b(t) &= \text{지반가속도} \\
 x(t) &= u(t) + x_b(t) = \text{절대변위} \\
 x''(t) &= u''(t) + x''_b(t) = \text{절대가속도} \\
 \zeta &: \text{감쇠비}, \quad \omega : \text{고유진동수} (\text{rad/sec})
 \end{aligned}$$

전술한 식(2.1)부터 초기조건에 해당되는 값 ($u_0 = u(0)$, $v_0 = u'(0)$)을 0으로 가정하여 상대변위와 상대속도를 구하면 식 (2.4)와 식 (2.5)와 같다.

$$u(t) = -\frac{1}{\omega_d} \int_0^t x''_b(\tau) \exp[-\xi\omega(t-\tau)] \sin \omega_d(t-\tau) d\tau \quad (2.4)$$

$$u'(t) = -\frac{\omega}{\omega_d} \int_0^t x''_b(\tau) \exp[-\xi\omega(t-\tau)] \sin[\omega_d(t-\tau) - \theta] d\tau \quad (2.5)$$

위 식에서

$$\omega_d = \omega \sqrt{1 - \xi^2} = \text{감쇠진동수} (\text{rad/sec})$$

$$\theta = \tan^{-1} \frac{\sqrt{1 - \xi^2}}{\xi} = \text{위상각}$$

반응 스펙트럼은 특정한 지반가속도, 고유진동수 및 감쇠비에 대한 일자유도계의 시간이력 중에서 최대반응(상대변위, 상대속도, 절대가속도)으로부터 얻어지는 값이다. 변위 스펙트럼(Displacement Spectrum, S_D)과 속도스펙트럼(Velocity Spectrum, S_V)을 식(2.3), (2.5)로부터 다음과 같이 정의할 수 있다.

$$S_D(\xi, \omega) = |u(t)| \max = \left| \frac{1}{\omega_d} \int_0^t x''_b(\tau) \exp[-\xi\omega(t-\tau)] \sin \omega_d(t-\tau) d\tau \right| \max \quad (2.6)$$

$$S_V(\xi, \omega) = |u'(t)| \max = \left| \frac{\omega}{\omega_d} \int_0^t x''_b(\tau) \exp[-\xi\omega(t-\tau)] \sin[\omega_d(t-\tau) - \theta] d\tau \right| \max \quad (2.7)$$

질량체의 관성력은 상대가속도가 아니라 절대가속도와 관련이 있으므로, 가속도 스펙트럼 (Acceleration Spectrum, S_A)은 식(2.3)에서 절대가속도를 이용하여 식 (2.9)과 같이 정의할 수 있다.

$$x''(t) = u''(t) + x''_b(t) = -2\xi\omega u'(t) - \omega^2 u(t) \quad (2.8)$$

$$S_A(\xi, \omega) = |x''(t)| \max = |[-2\xi\omega u'(t) - \omega^2 u(t)]| \max \quad (2.9)$$

대부분의 건축 및 토목 구조물의 감쇠율은 3%~7%정도로서 비교적 작은 값이기 때문에 $\omega_d = \omega\sqrt{1-\xi^2} \approx \omega$ 로 간주할 수 있다. 따라서 식(2.7)에서 $\omega_d \approx \omega$ 로 보고, 위상각 θ 를 무시할 경우에 얻어지는 결과는 속도 반응 스펙트럼 S_V 와 유사한 값이 된다. 이것을 의사 속도 스펙트럼(Pseudo Velocity Spectrum, PS_V)라 하며, 식(2.10)과 같이 정의한다.

$$PS_V(\xi, \omega) = \left| \int_0^t x''_b(\tau) \exp[-\xi\omega(t-\tau)] \sin \omega(t-\tau) d\tau \right| \max \quad (2.10)$$

$\omega_d \approx \omega$ 로 간주할 경우에 식(2.6)으로부터 의사 변위 스펙트럼(Pseudo Velocity Spectrum, PS_D)을 다음과 같이 정의한다.

$$\begin{aligned} PS_D(\xi, \omega) &= \left| \frac{1}{\omega} \int_0^t x''_b(\tau) \exp[-\xi\omega(t-\tau)] \sin \omega(t-\tau) d\tau \right| \max \\ &= \frac{1}{\omega} PS_V(\xi, \omega) \end{aligned} \quad (2.11)$$

식(2.8)에서 ξ 값이 작은 경우에 $2\xi\omega u'(t)$ 항은 무시될 수 있으므로, 의사 가속도 스펙트럼 (Pseudo Acceleration Spectrum, PS_A)을 다음과 같이 정의한다.

$$\begin{aligned} PS_A(\xi, \omega) &= |x''(t)| \max = |[-2\xi\omega u'(t) - \omega^2 u(t)]| \max \\ &= |\omega^2 \cdot u(t)| \max = \omega^2 \cdot PS_D(\xi, \omega) = \omega \cdot PS_V(\xi, \omega) \end{aligned} \quad (2.12)$$

따라서

$$P S_V = \omega P S_D \quad (2.13)$$

$$P S_A = \omega P S_V = \omega^2 P S_D \quad (2.14)$$

이를 다시 표현하면, 식(2.15)가 된다.

$$P S_V = \frac{2\pi}{T} P S_D = \frac{T}{2\pi} P S_A \quad (2.15)$$

식(2.13)~(2.15)의 의사스펙트럼 상호관계를 이용하면, Four-way Logarithmic Plot 를 작성할 수 있는데, 이는 가속도, 속도 및 변위 스펙트럼을 동시에 표현하는 방법이다.

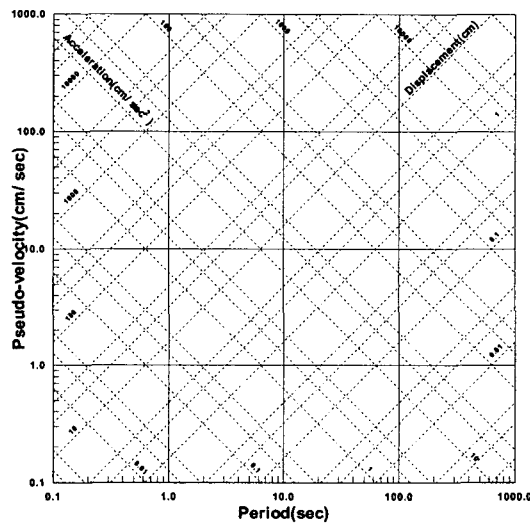


Fig. 2 Four-way Logarithmic Plot

이 방법에서 모든 축은 로그 스케일(Log Scale)이며, X축은 주기(T), Y축은 의사 속도스펙트럼 ($P S_V$), 135° 축은 의사 가속도 스펙트럼 ($P S_A$), 45° 축은 의사 변위 스펙트럼 ($P S_D$)을 나타낸다. 이를 도식적으로 표현하면 Fig. 2와 같다.

X축이 주파수를 나타내는 경우에는 식 (2.16)을 사용하여 전술한 바와 같은 방법으로 응답스펙트럼을 작성할 수 있다.

$$P S_V = \frac{1}{2\pi f} P S_D = 2\pi f P S_A \quad (2.16)$$

이 경우에는 X축이 주기인 경우와는 반대로 45° 축은 의사 가속도 스펙트럼 ($P S_A$), 135° 축은 의사 변위 스펙트럼 ($P S_D$)을 나타낸다

3. 응답스펙트럼의 작성 및 해석

전술한 2절에서는 응답스펙트럼의 작성원리에 대하여 살펴보았는데, 본 절에서는 실제로 작도하여 그 의미를 검토해 보기로 한다.

Fig. 3은 응답스펙트럼 작성시 입력 DATA로 가장 많이 쓰이고 있는 El Centro 지진(Imperial Valley Earthquake, El Centro, 1940. 5. 18, S00E)의 지반가속도 시간이력을 나타내고 있다.

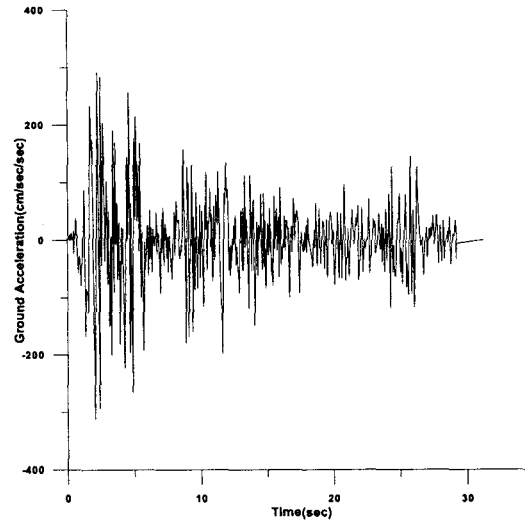


Fig. 3 El Centro 지진의 시간이력

이 지진에 대하여 감쇠비(ξ)가 3%, 5%, 10%인 구조물에 대하여 응답스펙트럼을 작성하면 Fig.4와 같으며, 속도영역의 분포는 10~100cm/sec의 범위에 있음을 확인할 수 있다.

Fig. 5는 각 방향별 발파진동의 시간이력을 보여주고 있으며, 이를 입력 DATA(Tran.)로 하여 지진과 마찬가지로 감쇠비(ξ)가 3%, 5%, 10%인 구조물에 대하여 응답스펙트럼을 작성하면 Fig. 6과 같다. Fig. 5의 경우 현재 국내 현장에서 주로 사용되는 발파진동 계측기의 대부분이 진동속도 단위(cm/sec)로 측정되고 있으나 응답스펙트럼의 작성시 필요로 하는 입력 DATA로 활용하기 위해 가속도 단위(cm/sec^2)로 환산한 시간이력이다. Fig. 4에서는 횡축을 주기(T)로 표시하였으나, 발파진동의 경우 주파수로 표현되는 것이 더욱 익숙해져 있는 점을 고려하여 횡축을 주파수(Hz)로 환산하였다.

Fig. 6을 살펴보면 대부분의 구조물의 경우에는 고유진동수가 10Hz 이하이므로 Fig. 6에서 10Hz 이하의 반응처럼 발파진동에 대한 응답은 증폭되지 않고 평탄하게 나타남을 알 수 있다.

Fig. 7에는 지진에 의한 구조물의 응답과 발파진동에 대한 구조물의 응답을 동시에 도시하였다.

감쇠비(ξ)를 3%로 기준하면, 발파진동의 경우 주파수 5~100 Hz의 범위에서 속도영역은 1.37~32.30 cm/sec, 가속도 영역의 분포는 0.026~7.270g, 변위영역의 분포는 0.00296~0.152 cm임을 확인할 수 있다. 이상과 같은 사항을 요약하여 Table 1에 수록하였다.

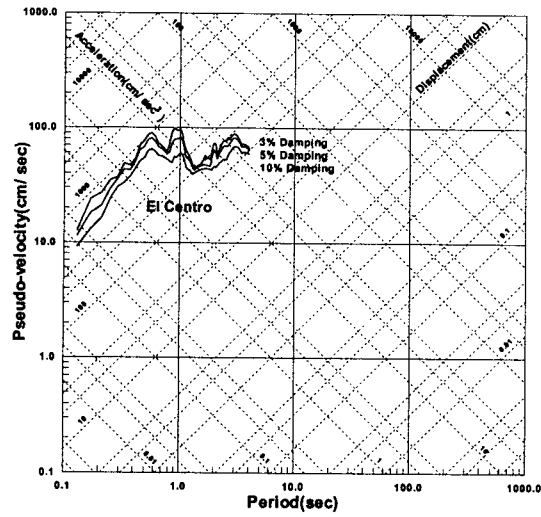


Fig. 4 Four-way Logarithmic Plot(El Centro)

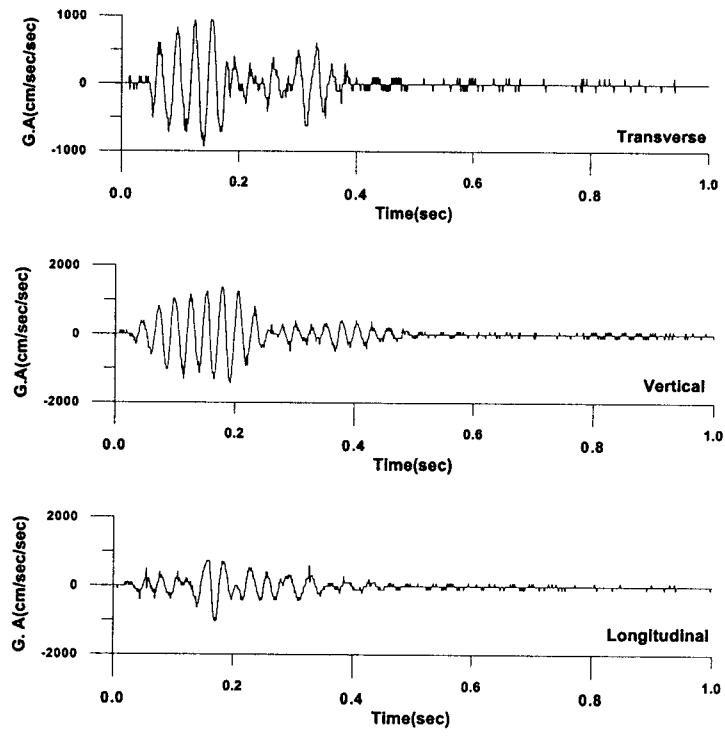


Fig. 5 발파진동의 시간이력

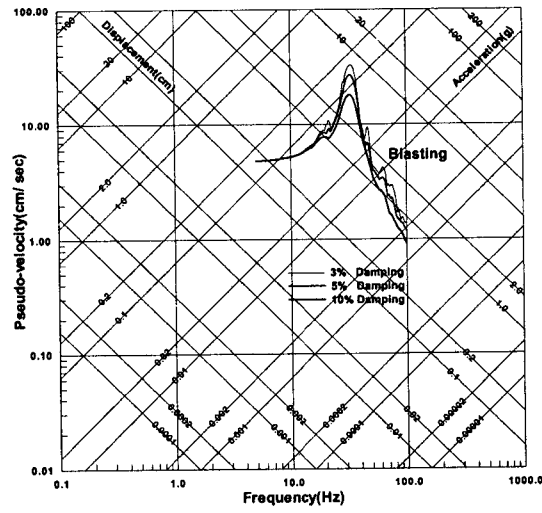


Fig. 6 발파진동의 응답(by Fig.5 Tran.)

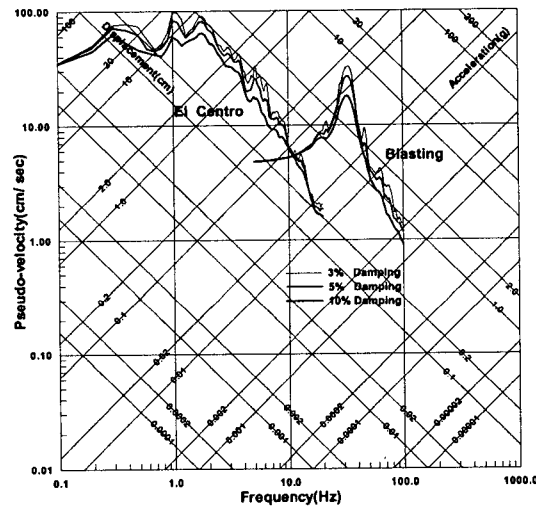


Fig. 7 지진 및 발파진동의 응답

Table 1. 지진 및 발파진동의 응답($\xi=3\%$)

구분	단위	지진	발파진동
주파수	Hz	0.1~20	5~100
변위	cm	0.00079~30.89	0.00296~0.152
속도	cm/sec	0.608~97.352	1.372~32.30
가속도	cm/sec ²	12.421~1,201.59	25.8~7,132.287
	g	0.0267~1.22	0.026~7.270

Table 1을 참고하면, 지진의 경우 저주파 쪽에서 응답이 크게 나타나고 있으며, 발파진동의 경우 고주파 쪽에서 크게 나타나고 있음을 확인할 수 있다. 이는 지진의 주주파수가 대부분이 10Hz 이하의 저주파에 해당되므로 고유진동수가 10Hz 이하의 구조물에 대해서 더욱 민감하게 나타나는 반면, 발파진동의 주주파수는 대부분이 30Hz 이상의 고주파에 해당되므로 고유진동수가 이보다 적은 구조물에 대하여는 공진(Resonance)에 대한 영향이 없고, 30Hz의 고유진동수를 가진 구조물에 대하여는 민감하게 나타나고 있음을 확인할 수 있다.

입력되는 진동과 구조물과의 공진 현상은 상대 변위를 크게 하고, 상대 변위가 증가하면 건물에 균열을 일으키는 원인이 된다.

예를 들어 Fig. 6과 같은 발파진동을 받는 30Hz의 구조물을 생각해 보면, 최대 상대 변위는 그림에서 약 0.152cm를 읽을 수 있다. 굴곡에 의한 최대 인장변형률 및 최대전단 변형률은 식 (3.1), (3.2)에서 구할 수 있다.

$$\epsilon_{\max} = \frac{\sigma_{\max} (3 \sim 6)d}{l^2} \quad (3.1)$$

$$\gamma_{\max} = \frac{\sigma_{\max}}{h} \quad (3.2)$$

굴곡으로 인한 벽의 인장 변형률은 벽의 두께가 203mm, 높이가 2.4m 라면,

$$\epsilon_{\max} = \frac{\sigma_{\max} (3 \sim 6)d}{l^2} = \frac{0.152 \times (3 \sim 6) \times 10.15}{240^2} = 80.354 \sim 160.708 \mu$$

$$\gamma_{\max} = \frac{\sigma_{\max}}{h} = \frac{0.152}{240} = 633.333 \mu$$

8 in.(203mm) 두께의 콘크리트 블록에 균열을 일으키려면 모르타르 이음매를 따라 최소 변형률 300 μ 의 인장 변형률이 요구된다.^[4]

Fig. 8에는 도로 확 · 포장공사에서 주로 발생하는 발파진동에 대한 응답특성을 보여주고 있다. 폭원과의 거리가 멀어질수록 주주파수 범위는 저주파쪽으로 치우쳐 나타남을 확인할 수 있다.^[5]

이는 폭원과의 거리가 멀어질수록 표면파의 영향이 우세하게 작용되어 저주파 파형으로 전이되는 현상에서 기인한 것으로 판단된다. 대표적인 예로 Fig. 9의 C형의 응답특성은 대단위 채석발파에서 800m 이격 되어 계측된 파형에 대한 응답특성이다.

Fig. 9는 채석발파, 터널발파, 구조물 해체발파시의 진동파형에 대한 응답특성을 보여주고 있으며, B형의 응답특성은 발파진동에 의한 특성이라기 보다는 구조물 해체시 낙하물의 충격에 의한 진동의 응답특성을 나타낸다. 대체적으로 발파진동에 비하여 저주파의 파형이 우세하게 작용된 것을 확인할 수 있다.

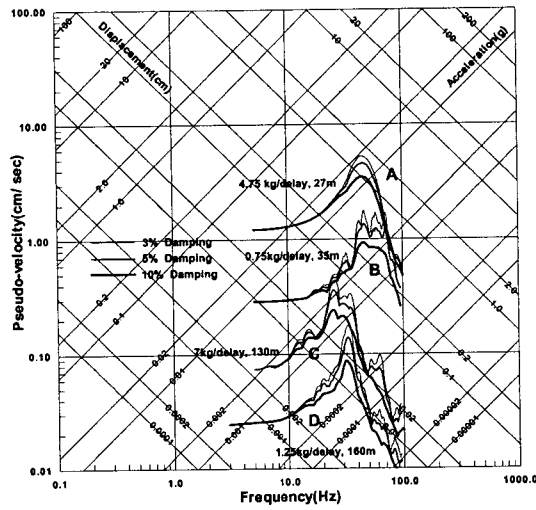


Fig. 8 발파진동의 응답특성 일례

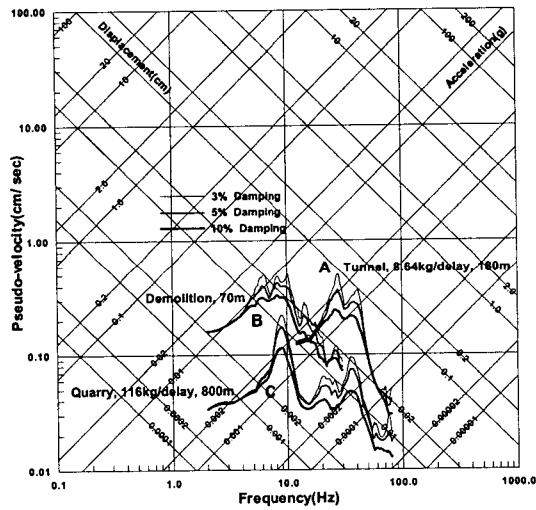


Fig. 9 기타 진동의 응답특성 일례

구조물의 응답스펙트럼을 좀 더 확대 해석하면 지반의 진동을 하중으로 변환시키는 과정에서 적절한 설계정수를 결정하는데 중요한 역할을 하게된다. 물론 이 경우에는 별도의 2차적인 작업을 통하여 설계응답스펙트럼의 작성이 요구된다. 설계정수의 결정은 구조물의 기초하부에 작용되는 지반진동에 의해 발생하는 전단력을 계산하는데 필수적인 요소이므로 대단히 중요하다. 이러한 방법은 주로 내진 설계 기법에서 사용되고 있으며, 발파진동을 구조 동역학 분야에 접목시키기 위해서는 이와 관련된 좀 더 세부적인 연구가 필요할 것으로 판단된다.

4. 결 론

발파진동의 분야를 구조 동역학 분야에 접목시키고자 하는 관점에서 응답스펙트럼의 원리 및 작성 방법을 검토해 보고, 몇 가지 예를 들어 그 의미를 확인하고자 하였다.

발파진동을 ‘발파 진동학’이라는 또 하나의 학문으로 발전시키기 위해서는 보다 체계적인 연구가 필요할 것으로 판단되며, 이 후에 이 부분에 관련된 보다 폭넓은 연구가 필요할 것으로 판단된다.

참 고 문 헌

1. 김상대 외, “내진구조 설계를 위한 스펙트럼의 이해”, 도서출판 새론, 2000, pp.41~48.
2. 이희현 외, “지진파의 스펙 해석 입문”, 도서출판 골드, 1996, pp.173~177.
3. 양형식 역, “발파 진동학”, 구미서관, 1992, pp.78~88.
4. Charles H. Dowding, “Construction Vibration”, Prentice Hall, 1996, pp.78~79.
5. 원기술 역, 雜喉謙, “ 발파진동의 주변에의 영향과 대책”, 1994, pp.67~68.