

지반 및 원형기초의 특성이 기초의 동적거동에 미치는 영향

Dependency of Dynamic Behavior of Circular Foundation on Ground and Foundation Characteristics

안재훈*

Ahn, Jaehun

Abstract

The effect of characteristics of ground and circular foundation on the dynamic behavior of the foundation in vertical motion are considered using an approximated analytical solution and a finite element analysis with absorbing (consistent transmitting) boundary. The shear wave velocity of homogeneous ground affects the resonant frequency of the foundation much but has nothing to do with the maximum response amplitude at resonant frequency. The density in this case affects both the resonant frequency and the maximum response. The size and the mass of the circular foundation are related both to the resonant frequency and the maximum response. However, Poisson's ratio has very little effect on dynamic behavior of the foundation. When the ground is not homogeneous but has the layers, different formations of shear wave velocities would also change the maximum response at resonant frequency.

Key words : Dynamic behavior, Surface foundation, Vertical excitation, Ground material

요 지

지반 및 원형기초의 물성이 그 기초의 수직 동적거동에 미치는 영향이 해석적 해와 수치해석을 통해 연구되었다. 해석적 해로는 반무한체 지반 위 원형기초의 거동을 나타내는 간략 해가, 수치해석방법으로는 선대칭 유한요소법이 consistent transmitting 경계조건과 함께 사용되었다. 균일한 지반의 물성으로서의 전단파속도는 원형기초 동적거동의 공명진동수에 영향을 주었으나 공명진동시의 최대반응값에는 영향을 미치지 않았다. 같은 경우에 지반의 밀도는 공명진동수와 최대반응값에 모두 영향을 주었다. 균일한 지반 위 원형기초의 크기와 질량도 원형기초 동적거동의 공명진동수와 최대반응값 모두에 영향을 주었으나 균일 지반의 포아송비는 큰 영향을 미치지 않는 것으로 나타났다. 지반이 균일하지 않고 층이 존재할 경우에 각 층의 물성으로서의 전단파속도들의 상관관계는 원형기초의 최대반응값에 영향을 주었다.

핵심용어 : 동적거동, 원형기초, 수직진동, 지반물성치

1. 서 론

기초의 동적거동해석은 지반진동 및 지반설계의 분야에서 매우 중요한 주제 중의 하나라고 하나로 여겨진다. 주기적 진동(harmonic excitation) 하의 기초의 거동이 결정이 되면, 이는 구조물의 모델과 함께 지반과 구조물의 거동을 해석하는 데 이용된다(Parmelee, 1967). 충격하중 혹은 임의의 하중하에서의 지반-구조물의 거동도 주기적 진동하 기초의 거동이 결정된 경우, 푸리에 변환을 이용하여 산정될 수 있다. 주기적으로 진동된 기초의 동적거동에 대한 연구가 해석적 해와 수치해석 등을 통해 오랜 기간 이어져 왔다(Shah, 1968; Luco and Westmann, 1971; Veletsos and Wei, 1971; Kausel and Roesset, 1975).

주기적 진동하의 원형기초의 동적거동 해석은 또한 최근에 개발된 비선형 탄성계수를 구하기 위한 현장시험의 세부사항을 결정하는 데 참고할 수 있다(Stokoe 등, 2006; Ahn, 2007). 본 시험에서는 그림 1에 주어진 것처럼 지오폰을 현장지반과 원형 콘크리트기초에 매입한 뒤, 원형기초에 진폭이 다른 일련의 주기적 진동을 일으켜 해당 변형률에서의 탄성계수를 측정한다. 이 때 원형기초와 지반의 진동은 같은 입력하중하에서도 지반과 기초의 특성에 따라 달라진다. 따라서 원형기초의 동적거동 특성에 대한 정보가 주어진다면, 해당 지반에 원하는 정도의 변형률을 유도하는 입력하중을 미리 짐작할 수 있을 것이다.

본 논문에서는 해석적 해와 수치해석을 통하여 지반 및 원형기초의 물성이 그 기초의 수직 동적거동에 미치는 영향을

*정회원 · 볼스캐롤라이나 주립대 계약교수 (E-mail: jahn4@ncsu.edu)

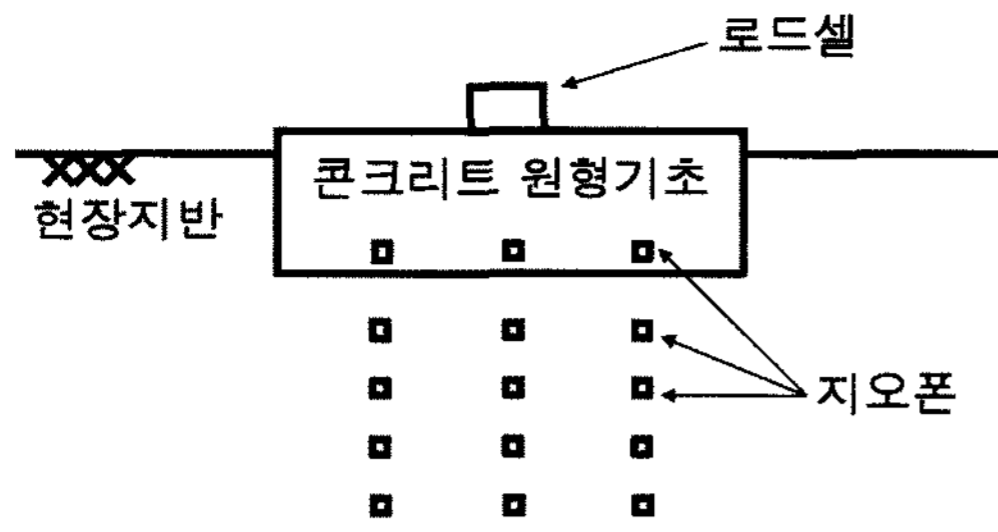


그림 1. 현장시험 설정의 예

알아보기로 한다. 지반의 특성으로는 전단파속도, 밀도, 포아송비가, 원형기초의 특성으로는 기초의 크기와 질량, 먼저 지반의 물성이 균일한 경우에 대하여 고려되었으며, 이 후 각기 다른 전단파속도를 가진 두 개의 층이 존재하는 지반의 경우가 고려되었다. 이를 위해 Shah(1968)의 해석적 해를 간략화한 Verbic(1972)의 연구결과와 Kausel와 Roesset(1975)에 의해 개발된 consistent transmitting 경계조건을 가진 선대칭 유한요소법이 함께 사용되었다. 해석된 모든 경우에 있어서 지반은 선형상태에 머무르는 것이 가정되었으며, 이것은 물리적으로 기초와 지반의 진동폭이 작을 경우에 해당한다.

2. 균일한 지반상의 원형기초

수직진동이 가해진 균일한 지반 상의 원형기초가 그림 2에 묘사되어있다. Shah(1968)와 Verbic(1972)의 해석적 해를 통해, 원형기초는 무질량의 원형강체로, 지반은 선형성을 가진 반무한체로 가정되며, 따라서 본 논문에 제시되는 해석결과는 모두 기초가 강성(rigid)기초일 경우에 해당한다. 이 때의 원형기초가 진동폭 P_z 과 진동수 Ω 를 가진 주기적 진동하중 $P_z e^{i\Omega t}$ 하에 놓여있을 때, 원형기초의 변위의 진동폭을 W_0 라고 한다면, 이들 사이의 관계는 다음의 식으로 나타난다.

$$P_z = Q_z W_0 \quad (1)$$

이 때, Q_z 는 원형기초의 동적강성계수를 가리키며, 동적강성계수는 실수부 K_{real} 와 허수부 K_{imag} 로 다음과 같이 나눌 수 있다.

$$Q_z = K_{real} + iK_{imag} \quad (2)$$

여기서 허수부 K_{imag} 는 댐핑계수 c 에 하중의 진동수 Ω 를 곱한 값($K_{imag} = \Omega c$)의 형태로 계산된다. 다시 식 (2)는 무차원의 계수들로 다음과 같이 나타낼 수 있다.

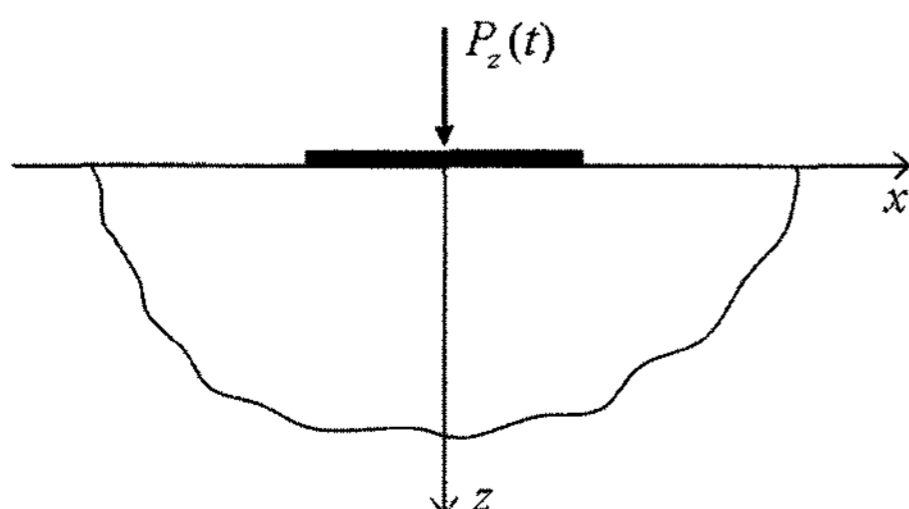


그림 2. 선형 반무한체 상의 원형기초

$$Q_z = K_z(k_z + ia_0c_z) \quad (3)$$

본 식에서 k_z 와 c_z 는 무차원 동적계수이며 지반상태를 나타내는 반무한체의 포아송비 ν 의 함수이다. (본 논문에서는 원형기초의 강성계수는 대문자로, 이를 구성하는 무차원의 계수들은 소문자로 표기되었다.) 무차원 진동수 a_0 은 $a_0 = \Omega R/c_s$ 로 주어지며, R 과 c_s 는 각각 원형기초의 반지름과 반무한체의 전단파속도를 나타낸다. 이 때, K_z 는 반무한체 지반 상의 원형기초의 수직방향 정적강성계수를 나타내며, 반무한체의 전단탄성계수를 G 라고 했을 때, 다음의 식으로 주어진다.

$$K_z = \frac{4GR}{1-\nu} \quad (4)$$

이 때, 전단탄성계수 G 는, ρ 를 반무한체의 밀도라고 할 때, $G = \rho c_s^2$ 로부터 구해진다. 각 진동수에 따른 무차원 동적계수와 k_z 와 c_z 의 값은 Shah(1968)의 논문에 주어져있다.

Verbic(1972)은 Shah(1968)의 해석적해를 다음과 같은 간략식으로 표현하였다.

$$k_z = 1 - b_1 \frac{(b_2 a_0)^2}{1 + (b_2 a_0)^2} - b_3 a_0^2 \quad (5)$$

$$c_z = b_4 + b_1 b_2 \frac{(b_2 a_0)^2}{1 + (b_2 a_0)^2} \quad (6)$$

$$Q_z = K_z \left[1 + i b_4 a_0 - b_1 \frac{(b_2 a_0)^2}{1 + i b_2 a_0} - b_3 a_0^2 \right] \quad (7)$$

이 때, 계수 b_1, b_2, b_3, b_4 는 반무한체의 포아송비 ν 의 함수이며 표 1과 같이 주어진다.

원형강체에 질량 m 이 존재할 경우, 이 때의 동적강성계수는 평형방정식으로부터 구해질 수 있으며 다음의 식으로 나타난다.

$$\frac{P(\Omega)}{W(\Omega)} = Q_z(a_0) - m\Omega^2 \quad (8)$$

본 논문에서는 균일한 지반에서의 원형기초의 거동을 해석하기 위하여 질량이 m 인 원형강체의 거동을 나타내는 식 (8)을 식 (7)의 간략적 해와 함께 사용하여 동적강성계수 Q_z 를 계산하였다.

2.1 해석방법

원형기초의 거동은 진동수에 따라 달라지는 복잡한 양상을 가지나, 이를 단순화 하면 최대반응이 일어나는 때의 진동수

표 1. 포아송비에 따른 계수 (Verbic, 1972)

ν	0	1/3	0.5
b_1	0.25	0.35	0
b_2	1.0	0.8	0
b_3	0	0	0.17
b_4	0.85	0.75	0.85

인 공명진동수(resonant frequency) f_r 와 그 때의 최대반응치를 결정하는 감쇠비(damping ratio) ξ 의 두 계수로 대표될 수 있다. 감쇠비 ξ 가 크면 클수록 원형기초의 최대반응치는 작아진다. 이 때의 감쇠비 ξ 는 기하학적 감쇠비(geometrical damping)를 나타내며, 본 경우에는 지반으로의 파동전파를 통한 에너지의 손실을 의미한다. 본 논문에서는 각기 다른 지반과 원형기초의 특성 하의 기초의 동적거동을 정량적으로 분석하고 비교하기 위하여, 공명진동수 f_r 와 감쇠비 ξ 로 동적 거동을 나타내기로 한다. 두 계수의 산정을 위해 시스템은 단자유도계로 가정되었으며, 실제로 수직진동하의 기초는 단 자유도계와 비슷한 거동을 한다고 알려진 바 있다(Richert 등, 1970; Verbic, 1972).

2.1.1 정적강성계수를 통한 방법

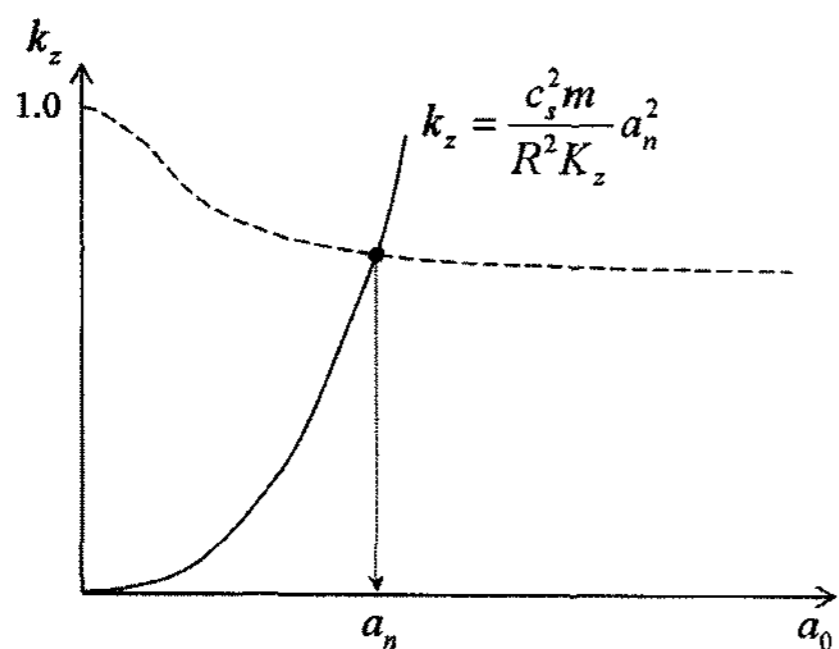
동적 강성계수 Q_z 의 무차원 계수 k_z 와 c_z 로부터 불감쇠 고유진동수(undamped natural frequency) f_n 와 감쇠비 ξ 를 산정할 수 있다. 먼저 그림 3(a)에 주어진 것처럼 k_z 와 $\omega_n = \sqrt{K_{real}/m}$ 의 두 곡선으로부터($\omega_n = 2\pi f_n$), 무차원의 불감쇠 고유진동수 a_n 을 구할 수 있고, 구해진 a_n 로부터 그림 3(b)를 따라 무차원 댐핑계수 c_1 를 얻을 수 있다. 두 무차원 계수 a_n 과 c_1 로부터 불감쇠 고유진동수 f_n 와 감쇠비 ξ 가 얻어지며, 고유진동수 f_n 는 다음과 같이 공명진동수 f_r 계산에 이용된다.

$$f_r = f_n \sqrt{1 - 2\xi^2} \quad (9)$$

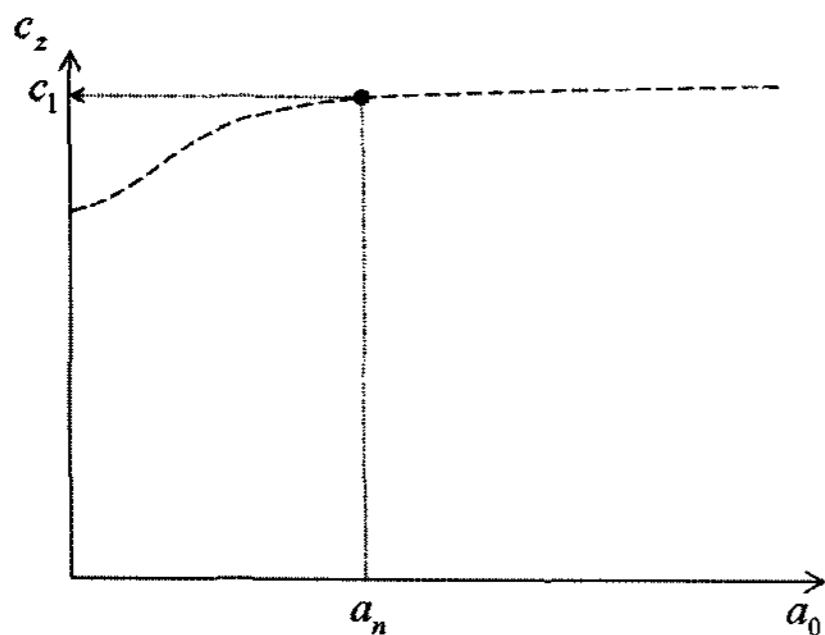
단, 식 (9)은 감쇠비 ξ 가 $1/\sqrt{2}$ 보다 작을 경우에만 적용된다.

2.1.2 최대반응치를 통한 방법

변위응답률(displacement response factor) R_d 은 해당 진동



(a) 무차원의 무감쇠 고유진동수 a_n 산정



(b) 무차원의 댐핑계수 c_1 산정

그림 3. 정적 강성계수를 통한 방법

지반 및 원형기초의 특성이 기초의 동적거동에 미치는 영향

수에서의 동적변위와 정적변위의 비로 주어지며, 공명진동수 f_r 와 감쇠비 ξ 는 변위응답률 R_d 로부터 구해질 수 있다. 단자유도계의 경우에, 변위응답률 R_d 이 최대가 되는 지점에서의 주파수가 공명진동수 f_r 로 구해지며, 이 때 감쇠비 ξ 는 변위응답률의 최대값 $R_{d,max}$ 로부터 다음의 관계를 이용하여 구해진다(Chopra, 2001).

$$R_{d,max} = \frac{1}{2\xi\sqrt{1-\xi^2}} \quad (10)$$

변위응답률 R_d 은 정적강성계수 K_z 와 동적강성계수 Q_z 로부터 다음과 같이 구해지며 진동수 f 의 함수로 나타난다.

$$R_d = \frac{K_z}{[Q_z]} \quad (11)$$

2.1.3 입지속도를 통한 방법

원형기초의 자유진동 시간기록이 주어지는 경우, 이를 분석함으로써 감쇠 고유진동수(damped natural frequency) f_d 와 감쇠비 ξ 가 얻어질 수 있다. 본 논문에서는 지속시간 T_d 를 가진 삼각형 충격하중 하의 입지속도의 자유진동을 이용하여 감쇠 고유진동수 f_d 와 감쇠비 ξ 를 계산하였으며, 이는 다시 식 (12)을 통해 공명진동수 f_r 를 구하는 데 사용되었다. 주어진 식 또한 감쇠비 ξ 가 $1/\sqrt{2}$ 보다 작을 경우에 적용된다.

$$f_r = f_d \frac{\sqrt{1-2\xi^2}}{\sqrt{1-\xi^2}} \quad (12)$$

삼각형 충격하중을 푸리에 변환을 이용하여 주파수영역으로 옮기고, 주파수의 함수인 동적 강성계수 Q_z 와 곱한 후, 이를 푸리에 역변환을 이용하여 다시 시간영역으로 돌리면, 시간 T_d 동안의 삼각형 충격하중 하의 원형기초의 입지속도의 시간기록을 구할 수 있다. 이 후 입지속도의 시간기록의 주기와 연속적인 최고점과 최저점 혹은 최저점과 최고점으로부터 감쇠 고유진동수 f_d 와 감쇠비 ξ 가 산정된다.

2.2 원형기초의 거동

지반과 원형기초의 특성이 해당 기초의 거동에 미치는 영향을 파악하기 위하여, 지반의 전단파속도 c_s , 밀도 ρ , 포아송비 ν , 원형기초의 반지름 R , 질량 m , 그리고 충격하중의 지속시간 T_d 를 달리하며 원형기초의 동적거동을 계산하였고 이를 위해 식 (5-8)에 주어진 Verbic(1972)의 간략해로부터 강성계수가 계산되었다. 기본해석을 위한 입력치로는 $c_s = 180 \text{ m/s}$, $\rho = 2,000 \text{ kg/m}^3$, $\nu = 0.25$, $R = 0.457 \text{ m}$, $m = 500 \text{ kg}$, $T_d = 1.0 \times 10^{-2} \text{ s}$ 가 사용되었다.

기본해석에 더해 지반과 원형기초의 특성이 각각 변화할 때에 이에 따른 기초의 동적거동이 해석되었고, 변화된 지반 및 원형기초의 특성으로부터 계산된 기초의 거동특성은 공명진동수 f_r 와 감쇠비 ξ 를 통해 정량화되어 표 2에 제시되었다. 일반적으로 토목구조물에 대한 감쇠비는 5~20%에 해당하지만, 표에 주어진 감쇠비의 범위는 20~60%에 이른다. 이것은 표에 주어진 감쇠비가 재료의 감쇠비(material damping)

표 2. 간략해로부터의 공명진동수 f_r 와 감쇠비 ξ

		정적강성계수를 통한 방법		최대반응치를 통한 방법		입자속도를 통한 방법	
		f_r (Hz)	ξ	f_r (Hz)	ξ	f_r (Hz)	ξ
c_s (m/s)	141	33.7	0.60	35.2	0.53	32.0	0.59
	162	38.7	0.60	40.4	0.53	36.6	0.58
	180	43.0	0.60	44.9	0.53	41.6	0.58
	198	47.3	0.60	49.4	0.53	46.9	0.58
	216	51.6	0.60	53.9	0.53	50.6	0.58
ρ (kg/m ³)	1600	48.0	0.53	47.0	0.49	43.4	0.53
	1800	46.1	0.57	46.0	0.51	43.7	0.56
	2000	43.0	0.60	44.9	0.53	41.6	0.58
	2200	38.3	0.63	43.7	0.55	38.3	0.60
	2400	31.7	0.66	42.3	0.56	35.4	0.62
ν	0	42.7	0.57	42.5	0.52	39.6	0.56
	0.25	43.0	0.60	44.9	0.53	41.6	0.58
	0.33	42.1	0.61	45.8	0.54	40.2	0.59
	0.50	46.3	0.60	46.7	0.60	46.7	0.60
R (m)	0.229	59.2	0.20	59.1	0.20	57.6	0.20
	0.305	62.2	0.32	61.3	0.31	58.8	0.32
	0.457	43.0	0.60	44.9	0.53	41.6	0.58
m (kg)	500	43.0	0.60	44.9	0.53	41.6	0.58
	750	49.0	0.49	47.4	0.45	46.1	0.49
	1000	47.8	0.42	46.3	0.40	45.5	0.42
	1250	45.4	0.37	44.4	0.36	43.6	0.37
T_d (s)	2.0×10^{-3}					38.5	0.60
	4.0×10^{-3}					39.1	0.59
	1.0×10^{-2}					41.6	0.58

가 아닌 기하학적 감쇠비이기 때문이고, 재료의 감쇠비는 재료 안에서 손실되는 에너지를, 본 경우의 기하학적 감쇠비는 파동이 반무한체인 지반으로 퍼져나가기 때문에 생기는 에너지의 손실을 나타낸다. 단자유도계 가정을 위한 방법들에 따라, 즉 정적강성계수, 최대반응치, 입자속도를 통한 방법들에 따라서 정량화된 거동, 즉 공명진동수 f_r 와 감쇠비 ξ 는 근소한 차이를 보이지만, 해석 입력치의 변화에 따르는 경향은 모두 같음을 보여준다. 따라서 지반과 기초의 특성에 따르는 원형기초 거동의 변화는 첫 번째 방법, 즉 정적강성계수를 통한 방법으로부터 구해진 공명진동수 f_r 와 감쇠비 ξ 를 바탕으로 살펴보도록 하겠다. 표에 나타난 정적강성계수를 통한 방법을 중심으로 볼 때, 지반의 전단파속도 c_s 는 180 m/s에서 20% 감소하거나 (141 m/s) 증가할 (216 m/s) 경우, 공명진동수 f_r 는 각각 22% 증가하거나 (33.7 Hz) 20% 감소하여 (51.6 Hz), 지반의 전단파속도 c_s 가 원형기초 동적거동의 공명진동수 f_r 에 매우 큰 영향을 미침을 알 수 있었다. 하지만 전단파속도 c_s 의 변화는 감쇠비 ξ 에 영향을 미치지 않아, 균일한 지반의 전단파속도는 원형기초의 최대반응치에는 영향을 주지 않음을 알 수 있었다. 반면, 지반의 밀도 ρ 의 공명진동수 f_r 에 대한 영향은 전단파속도 c_s 의 영향만큼 크지는

않았지만, 지반의 밀도 ρ 는 공명진동수 f_r 와 감쇠비 ξ 에 모두 영향을 주었다. 지반의 포아송비 ν 의 변화도 원형기초 거동의 공명진동수 f_r 와 감쇠비 ξ 에 모두 영향을 주었지만, 그 영향은 미미했다.

한편 원형기초의 특성인 반지름 R 과 질량 m 의 변화는 공명진동수 f_r 와 감쇠비 ξ 모두 영향을 주었으나, 실제로 질량 m 의 공명진동수 f_r 에 대한 영향은 크지 않았다. 지반에 자유진동을 일으키기 위한 충격하중의 지속시간 T_d 는 공명진동수 f_r 와 감쇠비 ξ 에 적은 영향을 나타냈지만, 본 경향은 해석에 사용된 범위의 지속시간 T_d 에만 성립한다. 해석된 모든 결과는 기초가 강성기초인 경우에 해당하며, 본 논문에서는 해석적으로 보이지는 않았지만 강성기초가 아닌 연성(flexible)기초의 경우에는 공명진동수의 값이 더 작고, 변위응답률이 더 크게 나타나는 것으로 알려져 있다(Richert등, 1970).

3. 층이 진 지반상의 원형기초

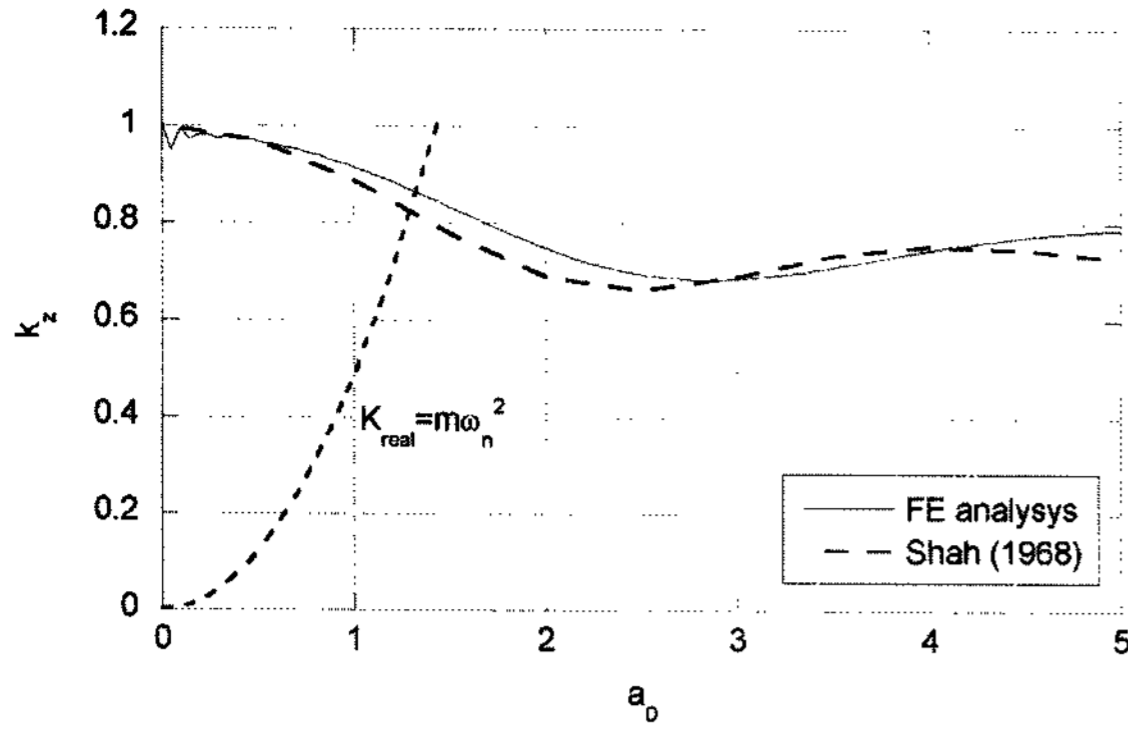
지반의 단면은 지반이 생성된 방식에 따라 다양한 수평경계를 가질 수 있고, 많은 경우에 각 층에 따라 각각 다른 지반의 물성치를 가진다. 기초의 진동에 의해 발생하는 파동은, 층의 경계 상에서 반사와 굴절의 복잡한 전파과정을 거치기 때문에, 지반에 층이 존재할 경우 기초의 동적거동은 균일한 경우와는 다른 경향을 나타낼 것을 알 수 있다. 이 점을 파악하기 위하여 Kausel와 Roesset(1975)에 의해 개발된 consistent transmitting boundary를 가진 주파수 영역에서의 선대칭 유한요소법이 해석모델로 사용되었다. 본 유한요소모델의 경우에도 해석적 해와 마찬가지로 원형기초는 강성기초임을 가정한다.

주어진 주파수 영역에서의 유한요소모델을 사용하여 원형기초의 동적강성계 Q_z 를 구할 수 있고, 이를 이용하여 앞서 계산된 것처럼 정적강성계수, 최대반응치, 입자속도를 통한 방법으로부터 단자유도계로 가정된 원형기초 동적거동의 공명진동수 f_r 와 감쇠비 ξ 를 구할 수 있다. 이 때, 유한요소모델을 통해 각기 다른 물성치를 가진 지반의 층을 모사할 수 있다.

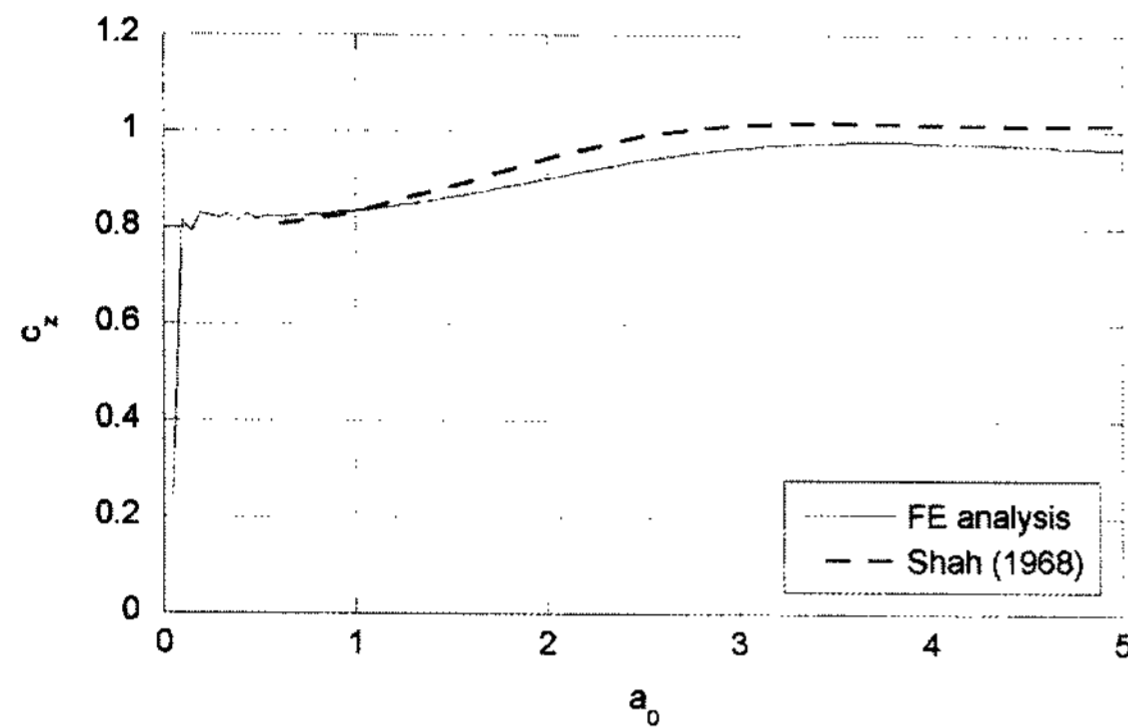
3.1 유한요소모델 설정

유한요소해석을 이용한 기본해석 물성치로는 앞의 경우와 마찬가지로, $c_s=180$ m/s, $\rho=2,000$ kg/m³, $\nu=0.25$, $R=0.457$ m가 사용되었으며, 층단에 주어진 consistent transmitting 경계는 파동을 흡수하지만 표면으로부터 깊이 $48R$ 되는 지점에는 고정단이 설정되었다. 유한요소로는 크기 $\Delta L=R/4$ 의 정사각형이 사용되었다.

먼저 주어진 선대칭 유한요소모델(Kausel와 Roesset, 1975)이 해석적 해(Shah, 1968)에 상응하는 결과를 주는 것을 확인하기 위하여 선행해석이 수행되었으며, 그림 4에 두 해석 방법으로부터 구해진 동적 강성계수 Q_z 의 무차원 계수 k_2 와 c_2 가 비교되어있다. 결과에 따르면 해석방법에 따라 약간의 차이는 있지만 유한요소모델로부터 구해진 k_2 와 c_2 는 해석적 해와 매우 근접한 값과 경향을 보인다. 두 해석방법에 따르는 결과가 정확히 일치하지 않는 이유는, 첫 번째로 해석적 해



(a) 무차원 계수 k_z 의 비교



(b) 무차원 계수 c_z 의 비교

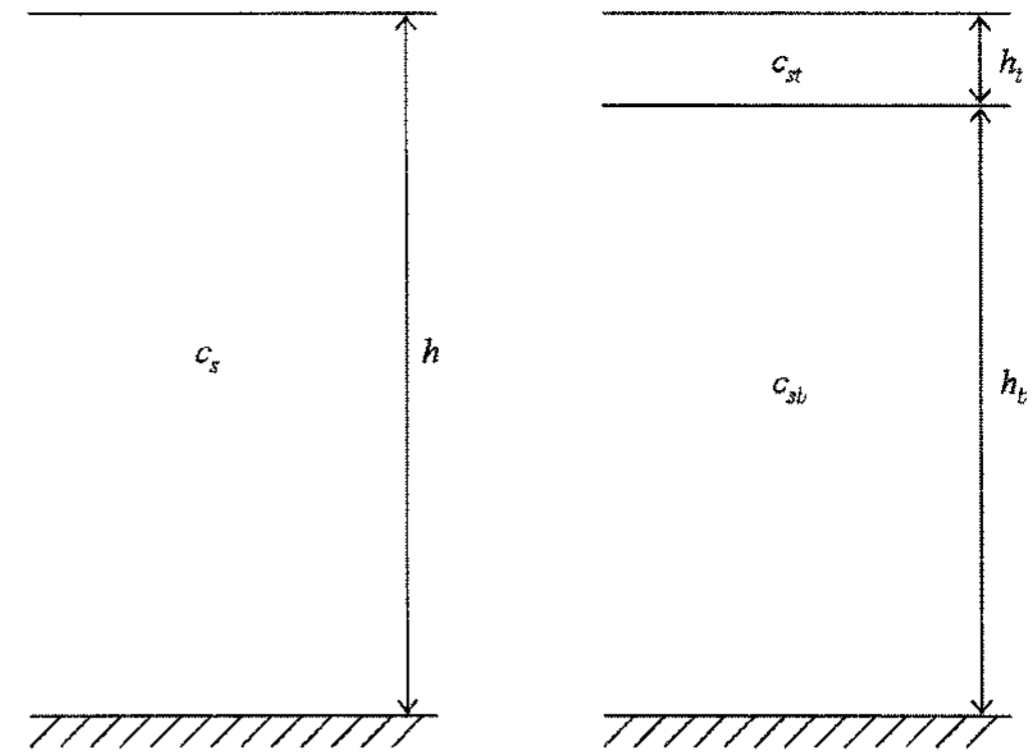
그림 4. 유한요소해석과 해석적 해의 비교

는 반무한체 상의 원형기초를 가정하는데 비해 유한요소모델에는 깊이 48R되는 지점에 고정단이 존재한다는 경계조건의 차이와, 두 번째로 근본적으로 유한요소가 연속체보다 강성이 크다는 사실에 기인한다.

3.2 원형기초의 거동

지반의 층과 물성치가 원형기초에 미치는 영향을 파악하기 위하여 균일한 지반과 더불어 두 개의 층을 가진 지반이 선택되었고, 각 층의 깊이와 물성치가 원형기초의 거동에 미치는 영향이 관찰되었다. 그림 5은 유한요소해석에 사용된 지반조건의 예를 보여준다. 균일한 지반에서 지반의 고정단까지의 깊이는 h , 해당 전단파속도는 c_s 로 나타나며, 층이 진 지반에서의 상층과 하층의 깊이는 각각 h_t 와 h_b 로, 각 층의 전단파속도는 c_{st} 와 c_{sb} 로 주어진다. 하층부 물성치의 변화가 지표에 존재하는 원형기초의 거동에 미치는 영향을 보기위해, 상층부의 깊이가 $h_t=R$ 과 $2R$ 인 각각의 경우, 상층부의 물성치는 동일하게 유지하며 하층부의 전단파속도 c_{sb} 를 변화시키며 해석을 수행하였다. 해석에 사용된 각 층의 깊이와 전단파속도가 표 3에 제시되어있다. 해석번호의 첫 번째 숫자는 상층부의 깊이 h_t 를 가리키며, 숫자 1과 2는 각각 $h_t=R$ 과 $2R$ 임을 가리킨다. 이 때, 숫자 0은 균일한 지반임을 표시한다. 해석번호의 두 번째 숫자는 하층부의 전단파속도를 가리키는데, 숫자 1, 2, 3, 4, 5는 각각 $c_{sb}=141\text{ m/s}$, 162 m/s , 180 m/s , 198 m/s , 216 m/s 임을 표시한다. 각각의 해석으로부터 구해진 원형기초의 동적강성계 Q_z 로부터, 단자유도계 가정 하의 정적강성계수, 최대반응치, 입자속도를 통한 방법들

지반 및 원형기초의 특성이 기초의 동적거동에 미치는 영향



(a) 균일한 지반조건 (b) 층이 진 지반조건

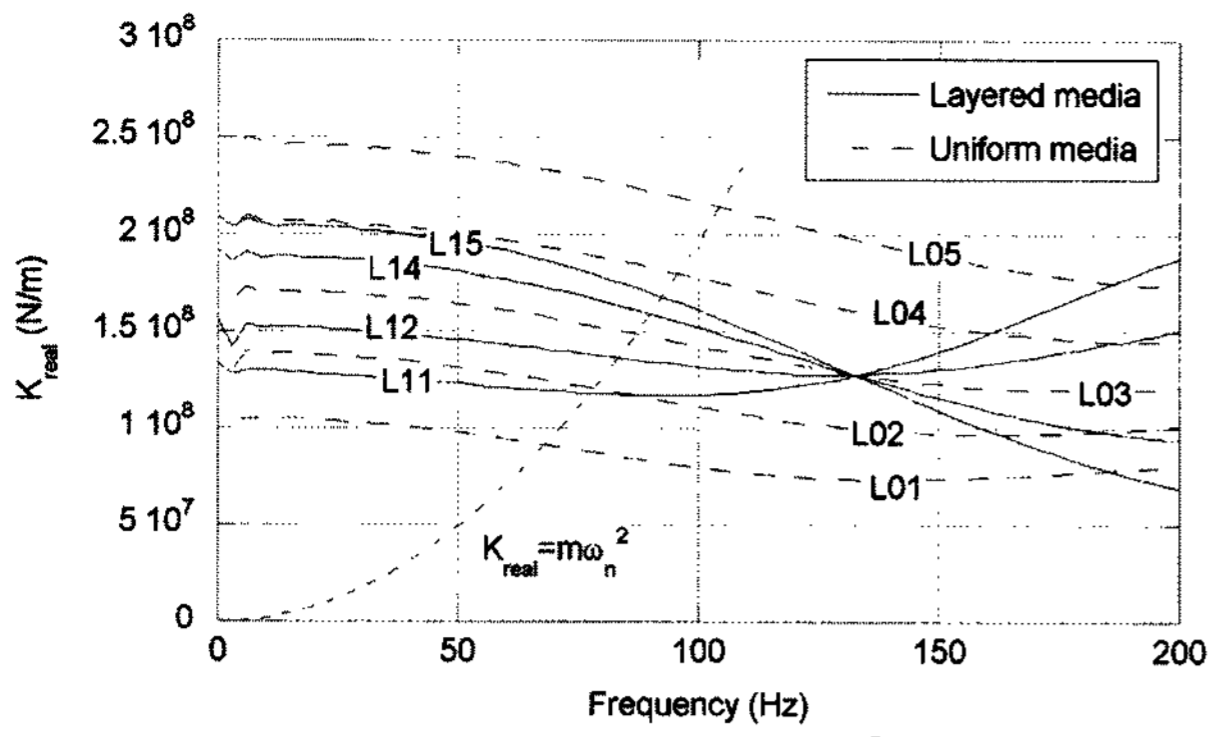
그림 5. 해석에 사용된 지반조건

표 3. 해석에 사용된 층의 깊이와 전단파속도

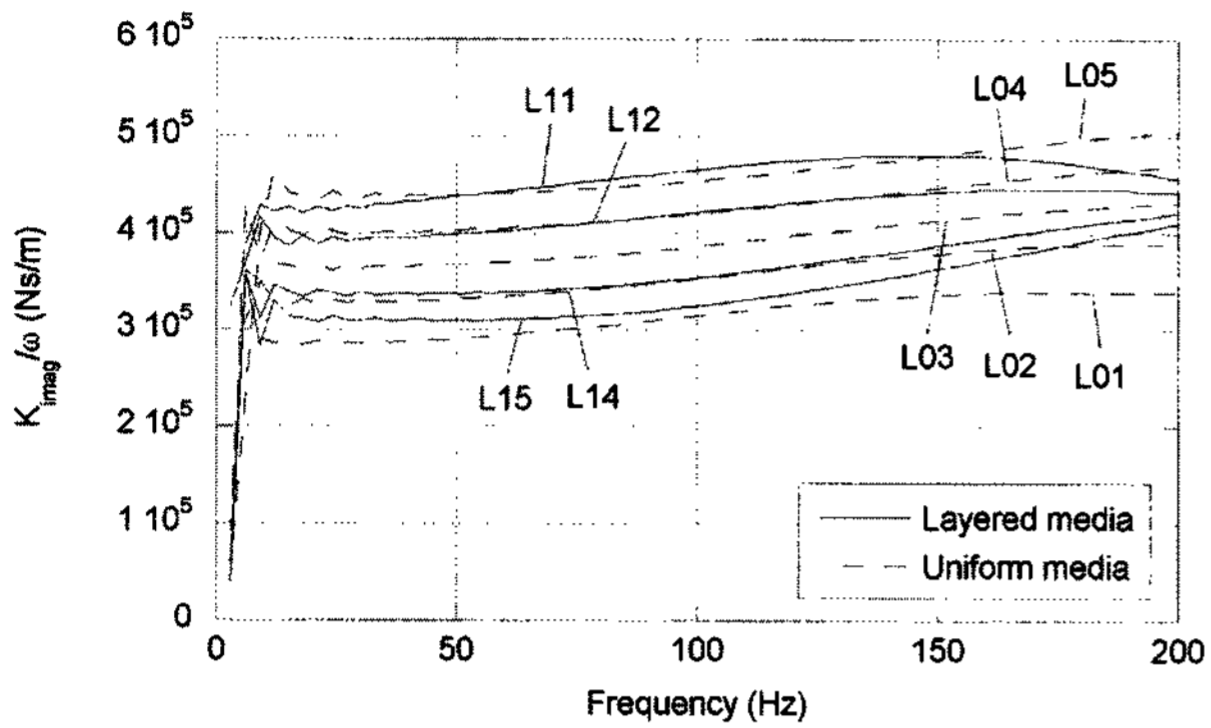
번호	h	c_s (m/s)		
L01	48R	141		
L02	48R	162		
L03	48R	180		
L04	48R	198		
L05	48R	216		
번호	h_t	h_b	c_{st} (m/s)	c_{sb} (m/s)
L11	R	47R	180	141
L12	R	47R	180	162
L14	R	47R	180	198
L15	R	47R	180	216
L21	2R	46R	180	141
L22	2R	46R	180	162
L24	2R	46R	180	198
L25	2R	46R	180	216

을 이용하여, 해당 공명진동수 f_r 와 감쇠비 ξ 를 계산하였다. 상층부 깊이 $h_t=R$ 인 경우의 결과들이 그림 6, 7, 8에 나타나 있고 이로부터 구해진 공명진동수 f_r 와 감쇠비 ξ 가 표 4에 정리되어 있다.

해석적 해의 결과와 마찬가지로 유한요소해석의 경우에도 정적강성계수, 최대반응치, 입자속도를 통해 구해진 공명진동수 f_r 와 감쇠비 ξ 의 값들은 근소하게 차이를 보이지만, 해석 지반의 변화에 따른 경향은 동일함을 보인다. 정적강성계수를 통한 방법을 나타내는 그림 6(a)로부터, 상층부의 깊이가 $h_t=R$ 인 경우에 무차원 계수 k_z 의 곡선과 $K_{real}=m\omega_n^2$ 의 교차부에서 구해지는 비감쇠 고유진동수 f_n 의 값은 하층부의 전단파속도 c_{sb} 가 증가함에 따라 같이 증가하는 양상을 보인다는 것을 알 수 있다. 하지만 증가하는 c_{sb} 에 따라서 감쇠비 ξ 는 감소하는 경향을 보이게 된다(그림 6(b)). 같은 경향이 표 4에서도 관찰된다. 본 표에는 하층부의 전단파속도가 상층부의 전단파속도 보다 큰 경우(L14, L15, L24, L25)에 한해서 정리되었다. c_{sb} 가 c_{st} 보다 작은 경우에는 감쇠비 ξ 의 값이 지나치게 커져서 공명진동수 f_r 와 감쇠비 ξ 의 계산에 필요한 식 (9), (10), (12)이 사용될 수 없었기 때문이다. 최



(a) 무차원 계수 k_z



(b) 무차원 계수 c_z

그림 6. $h_t = R$ 인 경우의 동적강성계수 Q_z

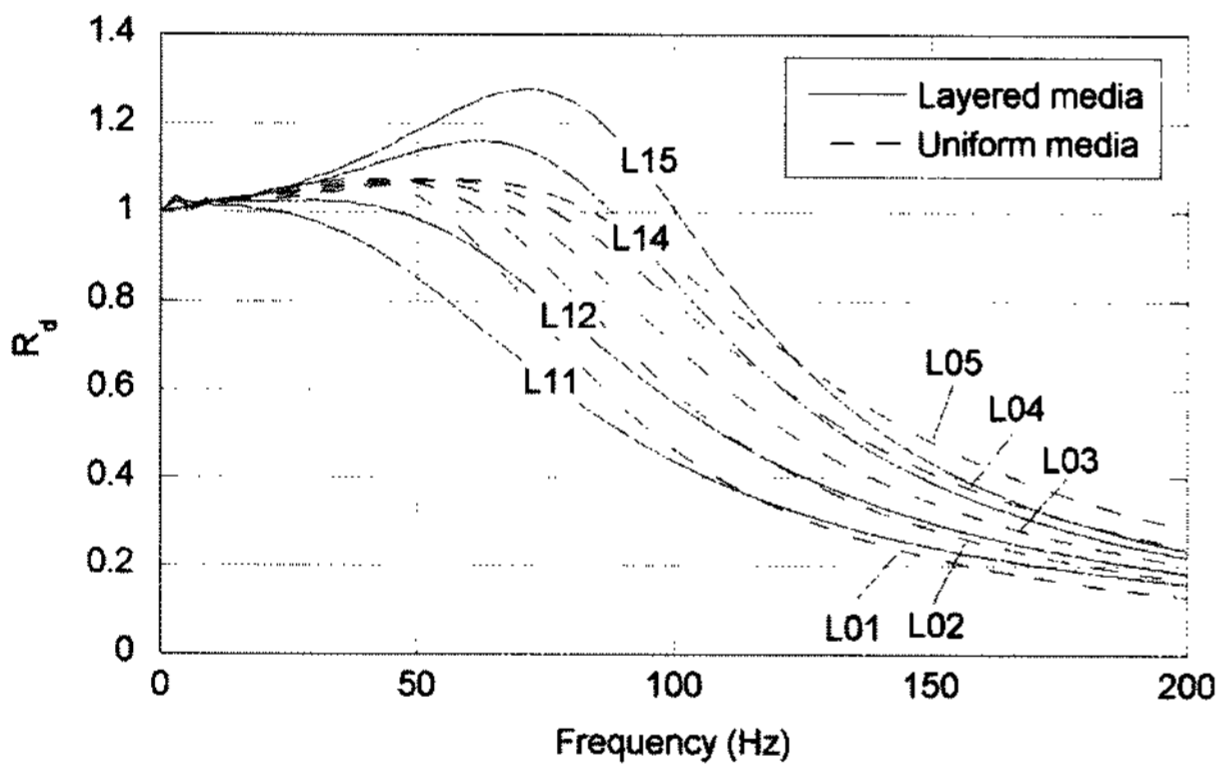


그림 7. $h_t = R$ 인 경우의 변위응답률 R_d

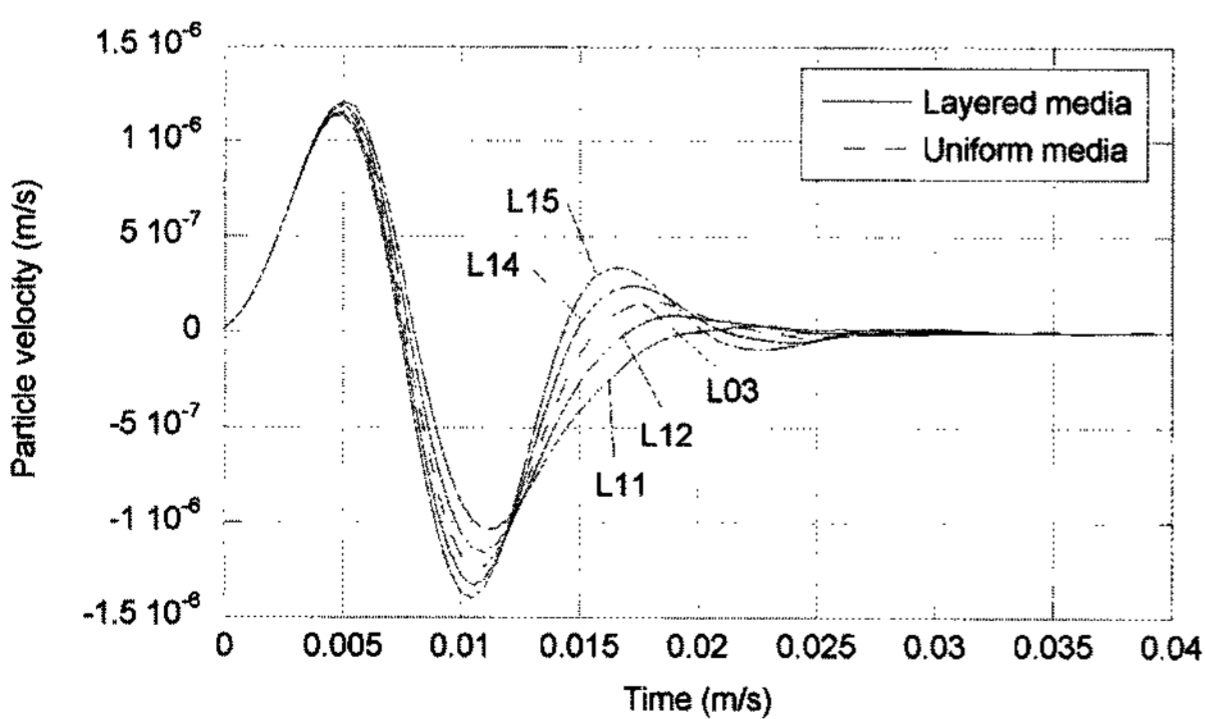


그림 8. $h_t = R$ 인 경우의 입자속도 시간기록

대반응치를 통한 방법을 나타내는 그림 7으로부터는 하층부의 전단파속도 c_{sb} 값이 증가함에 따라, 공명진동수 f_r 는 증

가하며, 감쇠비 ξ 값은 감소하여 변위응답률 R_d 의 최대값은 커짐을 쉽게 확인할 수 있다. 입자속도의 시간기록을 통한 방법을 나타내는 그림 8은, 감쇠 고유진동수 f_D 가 c_{sb} 가 증가함에 따라 함께 증가함을 보여준다. (즉, 첫 번째 최저점과 두 번째 최고점의 길이가 짧아진다.) 또한 감쇠비 ξ 는 c_{sb} 가 증가함에 따라 작아짐을 알 수 있다. (입자속도 최고/최저점의 감쇠율이 느려진다.)

상층부의 깊이가 두 배로 증가해 $h_t = 2R$ 가 되는 경우에는 $h_t = R$ 일 때의 경향이 반복되지만, 하층부가 더 깊은 곳에 존재하므로 동일한 경향이 더 작은 정도로 나타난다. 이 경우의 그래프는 그림 6, 7, 8과 정성적으로 동일한 경향을 보이므로 본 논문에는 수록되지 않았고, 정리된 결과는 표4에 제시되어있다.

4. 결 론

지반과 원형기초의 특성이 기초의 동적거동에 미치는 영향이 관찰되었다. 균일한 지반과 두 개의 층을 가진 지반의 경우의 기초의 거동을 관찰하기 위하여 각각의 경우에 해석적 해와 유한요소해석이 사용되었다.

먼저, 지반이 균일한 경우에 있어서, 지반의 전단파속도의 변화는 원형기초의 공명진동수에 큰 영향을 주었다. 원형기초의 크기 또한 공명진동수에 영향을 주었고 해석에 고려된 것 이상의 기초 크기를 사용할 경우 그 영향은 더욱 커질 것으로 예상된다. 지반의 밀도 또한 기초의 공명진동수에 영향을 미치는 인자임을 보였다. 한편, 감쇠비, 즉 원형기초의 최대반응치에 가장 큰 영향을 끼친 것은 기초의 반지름과 질량이었고, 지반의 질량 또한 이에 영향을 가졌다. 반면 공명진동수에 큰 영향을 주었던 지반의 전단파속도는, 감쇠비에 영향을 주지 않았다. 지반의 포아송비는 기초의 동적거동에 전반적으로 미미한 영향만을 주었다. 충격하중의 지속시간은 해석에 사용된 범위에 한해서는 결과에 큰 영향을 미치지 않았다. 또한, 본 논문에서는 해석적으로 보이지 않았지만 강성기초가 아닌 연성기초의 경우에는 공명진동수의 값이 더 작고, 변위응답률이 더 큰 것으로 알려져 있다. 원형기초의 동적거동으로부터 단자유도계라는 가정 하에 공명진동수와 감쇠비를 구하기 위한 세 가지 방법은, 산출되는 결과에 근소한 차이를 보였지만, 모두 동일한 경향의 결과를 나타내었다.

균일한 지반의 경우 전단파속도의 변화가 원형기초 동적거동의 감쇠비에 영향을 주지 않는 경향을 보였으나, 서로 다른 층이 존재해 두 층의 전단파속도가 다른 경우에는 기초의 감쇠비가 달라지는 것을 관찰할 수 있었다. 본 논문에는 두 개의 층이 존재하는 경우만이 고려되었으나, 더 많은 층이 존재할 경우에는 시스템이 거동하는 복잡성이 커질 것으로 예상된다.

본 결과로부터 지반의 비선형 탄성계수를 구하기 위한 현장시험이나 혹은 기계적 진동과 같은 고정된 진동수의 외적하중이 작용할 경우에 기초의 거동이 각기 다른 경계조건 하에 따라 달라지는 경향을 참조할 수 있다. 지진하중과 같이 진동수가 고정되지 않은 외적하중이 고려대상인 경우에는 기

표 4. 공명진동수 f_r 와 감쇠비 ξ

					정적강성계수를 통한 방법		최대반응치를 통한 방법		입자속도를 통한 방법	
번호	h	c_s (m/s)			f_r (Hz)	ξ	f_r (Hz)	ξ	f_r (Hz)	ξ
L01	48R	141			36.9	0.59	37.0	0.56	39.0	0.56
L02	48R	162			42.4	0.59	43.0	0.56	47.1	0.55
L03	48R	180			47.1	0.59	47.0	0.56	50.4	0.55
L04	48R	198			51.9	0.59	52.0	0.56	56.7	0.56
L05	48R	216			56.6	0.59	57.0	0.56	60.4	0.57
					정적강성계수를 통한 방법		최대반응치를 통한 방법		입자속도를 통한 방법	
번호	h_t	h_b	c_{st} (m/s)	c_{sb} (m/s)	f_r (Hz)	ξ	f_r (Hz)	ξ	f_r (Hz)	ξ
L14	R	47R	180	198	61.9	0.51	61.0	0.50	64.5	0.48
L15	R	47R	180	216	71.6	0.45	71.0	0.43	74.3	0.41
L24	2R	46R	180	198	56.2	0.53	56.0	0.48	58.4	0.47
L25	2R	46R	180	216	61.3	0.47	58.0	0.41	59.6	0.41

초의 거동이 단순하게 특정 진동수에서의 강성계수로 나타나지 않으므로, 푸리에 변환을 통해 변위시간기록을 계산하는 과정이 요구된다.

참고문헌

Ahn, J. (2007) *In situ determination of dynamic soil properties under an excited surface foundation*, Ph.D. dissertation, Texas A&M University, College Station, Texas, USA.

Chopra, A. K. (2001) *Dynamics of structures*. Prentice Hall, Upper Saddle River, N.J.

Kausel, E. and Roesset. J. M. (1975) Dynamic Stiffness of Circular Foundations. *Journal of the Engineering Mechanics*, ASCE, Vol. 101, pp.771-785.

Luco, J. E. and Westmann, R. A. (1971) Dynamic Response of Circular Footings. *Journal of the Engineering Mechanics Division*, ASCE, Vol. 97, pp. 1381-1395.

Parmelee, R. A. (1967) Building-Foundation Interaction Effects. *Journal of the Engineering Mechanics Division*, ASCE, No. EM2, pp. 131-152.

Richart, F. E., Woods R. D. and Hall J. R. (1970) *Vibrations of soils and foundations*. Prentice Hall, Upper Saddle River, N.J.

Shah, P. M. (1968) *On the dynamic response of foundation systems*, Ph.D. dissertation, Rice University, Houston, Texas, USA.

Stokoe, K. H., Kurtulus, A. and Park, K. (2006) Development of Field Methods to Evaluate the Nonlinear Shear and Compression Moduli of Soil. *Earthquake Geotechnical Engineering Workshop*, Christchurch, New Zealand.

Veletsos, A. S. and Wei, Y. T. (1971) Lateral and Rocking Vibrations of Footings. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol. 97, pp. 1227-1248.

Verbic, B. (1972) *Analysis of certain structure-foundation interaction systems*, Ph.D. dissertation, Rice University, Houston, Texas, USA.

◎ 논문접수일 : 2008년 02월 04일
 ◎ 심사의뢰일 : 2008년 02월 04일
 ◎ 심사완료일 : 2008년 03월 01일