

일반 시설물의 지반-구조물 상호작용 해석 기준에 대한 고찰

Overview on Standards for Soil – Structure Interaction Analysis used in Design of Infrastructure

김현욱¹⁾ · 하정곤²⁾ · 김동수^{2)*} · 주광호¹⁾

Kim, Hyun-Uk¹⁾ · Ha, Jeong-Gon²⁾ · Kim, Dong-Soo^{2)*} · Joo, Kwang-Ho¹⁾

¹⁾한수원 중앙연구원, ²⁾한국과학기술원 건설환경공학과

¹⁾Central Research Institute, KHNP, ²⁾Department of Civil & Environmental Engineering, KAIST

/ A B S T R A C T /

This study reviews concepts, theories and formulas included in standards on soil-structure interaction and also shows practical example of application for engineers. Real structures are 3 dimensional and multi degree of freedom but they are often idealized to single degree of freedom for convenience. In this study, detailed procedures to calculate soil spring constants and damping coefficients and method to model soil-structure system are explained. Additionally, case studies to judge fixed base condition and evaluation of applicability of simple analysis method based on response spectra are performed.

Key words: Soil structure interaction, Single degree of freedom, Inertial interaction, Spring constant, Damping coefficient, Fixed base condition, Response spectrum

1. 서론

구조물의 진동 특성이 주변 지반에 따라 달라지는 지반-구조물 상호작용(SSI, Soil-Structure Interaction) 효과는 크게 관성 상호작용(Inertial Interaction)과 운동학적 상호작용(Kinematic Interaction)으로 구분된다. 먼저, 관성 상호작용은 지진하중에 의해 발생된 구조물의 관성력이 기초-지반간 상대변위를 유발하여 지반재료감쇠(Hysteretic Soil Damping)와 방사감쇠(Radiation Damping)를 일으키는 현상을 의미하며, 운동학적 상호작용은 기초의 존재와 근입 효과로 인하여 입력운동이 자유장 지표면에서와 차이를 보이는 현상을 의미한다. Table 1, 2와 Fig. 1(b)는 상기 두가지 현상을 고려한 지반-구조물 상호작용 효과에 대한 표 및 모식도로 FEMA440 (2005)에서는 지반-기초계의 유연성 도입에 의한 영향을 관성 상호작용과 별도의 유연기초효과로 정의하고 있다[1]. 본 논문에서는 시설물의 간략SSI 해석기준을 분석하여 실무자들이 해석수행을 하는데 필요한 상세 지침을 마련하고자 하였으며, 추가적으로 등가 단자유도 지반-구조물

계의 해석 평가사례를 통해 단자유도 이상화 방법에 대한 고찰과 고정 지반 조건 및 응답스펙트럼 기반 간략 평가의 적용성을 평가해 보고자 하였다.

2. 국내 관련 설계기준 분석

국내 일반시설물의 지진해석 및 내진설계 기준에서 지반-구조물 상호작용 해석 관련 규정은 매우 간략한 수준으로 제시되어 있다.

먼저, 구조물기초설계기준(2015) 제 10장 내진설계편에서는 기초구조물의 동해석시 기초와 지반의 상호작용을 고려한 시간이력해석법을 적용할 수 있으며 지반과 기초의 유연 효과를 스프링으로 치환하여 고려하는 경우, 등가 고유주기와 감쇠비를 산정하여 간략하게 지진하중을 평가할 수 있다고 제시한다[2].

다음으로 건축구조기준 및 해설(2009) 제 3장 설계하중편에서는 지반-구조물 상호작용 해석과 관련하여 지반의 모델링 방법 및 절차에 대한 언급 없이 기초 하부지반의 강성을 고려하여 구조해석을 수행할 수 있다는 선언적인 내용만을 제시하고 있다[3].

본 논문에서는 구조물기초설계기준을 포함한 국내외 기준에서 제시하고 있는 지반스프링과 감쇠비에 의한 등가 단자유도 지반-구조물 상호작용

*Corresponding author: Kim, Dong-Soo

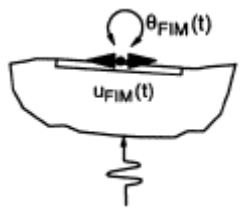
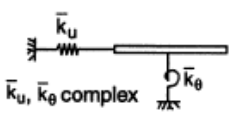
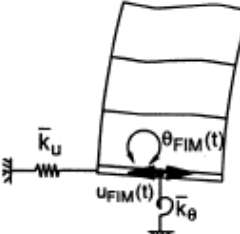
E-mail: dongsookim@kaist.ac.kr

(Received April 7, 2017; Revised July 19, 2017; Accepted July 20, 2017)

Table 1. Primary categories of SSI effects[1]

1. Inertial Effects - Flexible Foundation - Foundation Damping	<ul style="list-style-type: none"> • Introduction of flexibility to soil-foundation system : Change of Natural Frequency of System • Dissipation of Energy from the soil-structure system through radiation and hysteretic soil damping
2. Kinematic Effects - Wave Scattering - Base Slab Averaging - Embedment Effect	<ul style="list-style-type: none"> • Filtering of ground motion transmitted to the structure • Ground motion reduction with depth

Table 2. Procedure for soil-structure interaction analysis[4]

	<ul style="list-style-type: none"> • Evaluation of FIM(Foundation Input Motion) considering kinematic Interaction. - Base slab averaging & embedment effect is considered using fig. & table
	<ul style="list-style-type: none"> • Impedance function - Frequency dependant soil spring and damping coefficient are calculated and modified using Table for dynamic factors
	<ul style="list-style-type: none"> • Analysis of structure on compliant base subjected to FIM - Response Spectrum or - Response History Analysis

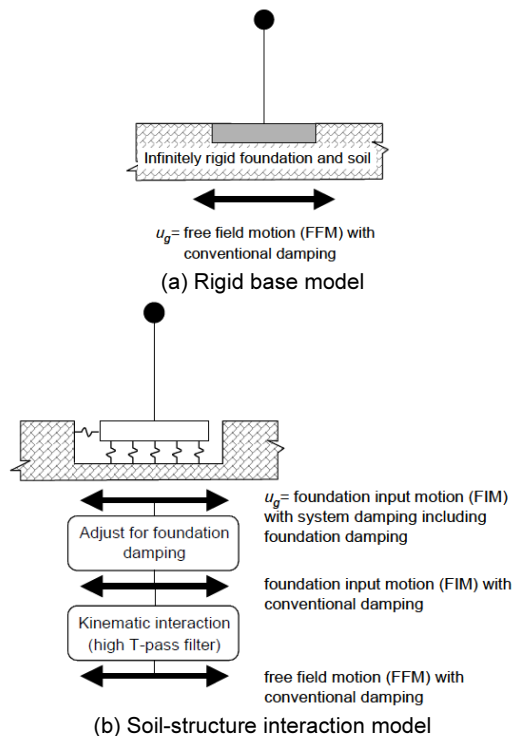


Fig. 1. Foundation modeling assumptions[1]

해석모델의 이론과 해석절차를 상세히 분석해 보았고 추가적으로 등가 단자유도 지반-구조물계 이상화 방법의 영향, 고정 지반으로 간주될 수 있는 지반 조건 및 응답스펙트럼 기반 간략 평가의 적용성을 분석해 보았다.

3. 단자유도 지반-구조물계의 고유 각진동수 산정

수평방향 가진시 지반-구조물 상호작용 현상을 간략하게 모사하기 위해 수평 2방향과 회전 1방향의 자유도를 갖는 Fig. 2의 지반-구조물계를 고려할 수 있는데, 지반과 구조물 모드가 동시에 발생됨을 가정하고 힘의 평형조건을 이용하면 식 (1c)와 같은 형태의 단자유도 변위를 산정할 수 있다. 여기서, k_s , k_x , k_ϕ 는 각각 구조물, 지반의 병진방향 강성 및 지반의 회전 강성을 의미하고 u_s , u_x , ϕ 는 각각 구조물, 지반의 병진방향 변위 및 기초의 회전각을 지칭하며 m_s 는 구조물의 질량, h 는 구조물까지의 등가 높이를 의미한다.

$$\sum F_x = 0 : k_s u_s = k_x u_x \quad \therefore u_x = \frac{k_s u_s}{k_x} \quad (1a)$$

$$\sum M_i = 0 : k_s u_s h = k_\phi \phi \quad \therefore \phi = \frac{k_s u_s h}{k_\phi} \quad (1b)$$

$$u = u_g + u_x + u_s + h\phi = u_g + \frac{k_s u_s}{k_x} + u_s + \frac{k_s u_s h^2}{k_\phi} \quad (1c)$$

산정된 단자유도 변위를 비감쇠 자유진동 조건의 운동방정식에 대입하면 단자유도 구조물의 고유 각진동수 (ω_0)와 지반-구조물계 고유 각진동수 (ω_{SSI})간의 비를 정의하는 식 (2d)[2, 4]를 얻을 수 있다.

$$m_s \ddot{u} + k_s u_s = m_s \left(1 + \frac{k_s}{k_x} + \frac{k_s h^2}{k_\phi} \right) \ddot{u}_s + k_s u_s + m_s \ddot{u}_g = 0 \quad (2a)$$

$$\therefore m_s \left(1 + \frac{k_s}{k_x} + \frac{k_s h^2}{k_\phi} \right) \ddot{u}_s + k_s u_s = -m_s \ddot{u}_g$$

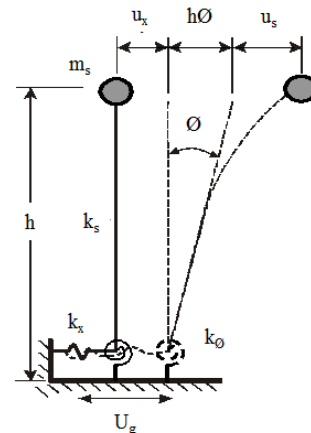


Fig. 2. Equivalent SDOF (Single Degree of Freedom) model for SSI

$$\omega_0 = \sqrt{\frac{k_s}{m_s}} \quad (2b)$$

$$\omega_{SSI} = \sqrt{\frac{k_s}{m_s \left(1 + \frac{k_x}{k_x} + \frac{k_s h^2}{k_\phi}\right)}} \quad (2c)$$

$$\frac{\omega_0}{\omega_{SSI}} = \frac{\hat{T}}{T} = \sqrt{1 + \frac{k_x}{k_x} + \frac{k_s h^2}{k_\phi}} \quad (2d)$$

4. 고정지반 해석 가능조건 판별

미국 토목학회(ASCE, American Society of Civil Engineers)의 원전 구조물, 계통 및 기기의 지진해석 규정인 ASCE 4-98(1998)에서는 고정지반에 구조물이 놓이는 경우의 고유 진동수($f_{(1)}$)와 유연지반에 강체구조물이 놓이는 경우의 고유 진동수($f_{(2)}$)의 비가 $f_{(2)}/f_{(1)} \geq 2$ 일 때, 고정지반 해석이 가능하다고 제시하고 있다[5]. 식 (2b)와 식 (2c)를 이용하여 각각의 경우에 대한 고유 각 진동수를 식 (3a)와 식 (3b)로 정의하고 강체구조물의 강성($k_{sr} = \infty$)을 고려하여 $f_{(2)}/f_{(1)}$ 를 정리하면 식 (3c)와 같이 나타낼 수 있다.

$$\omega_{(1)} = \sqrt{\frac{k_s}{m_s}} \quad (3a)$$

$$\omega_{(2)} = \sqrt{\frac{k_{sr}}{m_s \left(1 + \frac{k_x}{k_x} + \frac{k_{sr} h^2}{k_\phi}\right)}} \quad (3b)$$

$$\frac{f_{(2)}}{f_{(1)}} = \sqrt{\frac{\frac{k_{sr}}{k_s}}{1 + \frac{k_x}{k_x} + \frac{k_{sr} h^2}{k_\phi}}} \approx \sqrt{\frac{1}{\frac{k_x}{k_x} + \frac{h^2}{k_\phi}}} \quad (3c)$$

위와 달리 미국 원자력 규제위원회(US NRC, Nuclear Regulatory Commission) 표준심사지침서(SRP, Standard Review Plan) 3.7.2(2007)에서는 구조물 강성과 무관하게 지반의 전단파 속도가 2,400 m/sec 이상일 경우 고정지반 조건으로 간주할 수 있다고 제시한다[6].

5. 지반 스프링 상수 및 감쇠계수 산정

5.1 유효깊이(Z_p , Effective Profile Depth) 산정

깊이에 따라 공학적 특성이 변하는 비균질 지반을 균질한 반무한 지반으로 변환하여 스프링 상수와 감쇠계수를 산정하기 위해서는 지반의 유효깊이(Z_p)에 대한 정의가 우선적으로 필요하다. 이러한 유효깊이는 병진과 회전 등 기초반경인 r_x, r_o 에 대해 각각 정의되며, 연구자와 기준에 따라 그 값에 일부 차이가 있다. Table 3에 나타낸 바와 같이 2000년 이후 발행된

Table 3. Suggested effective profile depth (Z_p)[7]

	Translation	Rocking
Pre-2000 NEHRP	4 r_x	1.5 r_o
Post-2000 NEHRP	0.75 r_x	0.75 r_o
Roesset (1980) (for Circular)	0.5 r	
Gazetas (1991) (for Rectangular)	0.25 B	0.17 B

※ B : Width of Rectangular Footing

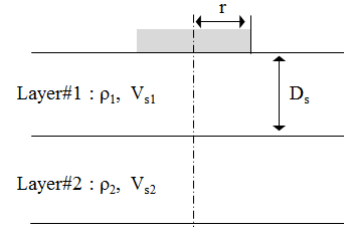


Fig. 3. A foundation on non-uniform soil profiles

Table 4. Stiffness modification factors considering V_s ratio[4, 7]

	Translation	Rocking
$V_{s1}/V_{s2} \geq 0.5$	$k_{x,FL} = k_x$	$k_{\phi,FL} = k_\phi$
$V_{s1}/V_{s2} < 0.5$	$k_{x,FL} = k_x (1 + r_a/2D_s)$	$k_{\phi,FL} = k_\phi (1 + r_m/6D_s)$

NEHRP 규정에서는 회전과 병진에 따른 유효깊이를 Table 5에서 정의한 등가 기초반경에 0.75를 곱하여 산정하도록 하고 있다.

Stewart et al.[7]은 다양한 유효깊이 조건을 고려하여 반무한 지반의 정적 스프링 상수를 산정하고 이를 Wang and Luco[8]의 해석해와 비교하여 2000년 이후 NEHRP 기준에서 유효깊이 산정을 위해 사용된 계수 0.75의 적용성을 입증한 바 있다[7]. 반무한 지반의 정적 스프링상수 산정을 위한 평균 전단파 속도($V_{s,avg}$) 및 전단탄성계수(G) 산정식은 식 (4a) 및 식 (4b)와 같다.

$$V_{s,avg} = \frac{Z_p}{\sum_{i=1}^n \frac{\Delta z_i}{V_{s1}(z)}} \quad (4a)$$

$$G = \rho V_{s,avg}^2 \quad (4b)$$

Fig. 3과 같이 두 지층이 존재하고 이들간의 특성 차이가 큰 경우, 정적 지반 스프링상수가 과소평가 되는데 이를 보완하고자 각 지층의 전단파 속도 비율에 따라 Table 4에 제시된 수식을 이용하여 보정한다. 여기서, k_{FL} 은 보정된 지반 스프링 상수, D_s 는 상부지층의 두께, ρ 는 지반의 밀도를 의미한다[4, 7]. 본 연구에서는 $D_s=0.75r$ 이고 상하부 지층간 특성 차이가 크지 않아 보정없이 균질한 지반으로 고려될 수 있는 조건을 고려하였다.

5.2 반무한 지반의 스프링 상수 및 감쇠계수 산정

5.2.1 지반의 임피던스와 진동수 의존성

지반-구조물 상호작용시 식 (5a)와 같이 정의되는 지반의 임피던스

Table 5. Frequency independent spring constant and damping coefficients[4],[5],[9]

	k_x	k_ϕ	c_x	c_ϕ	Equivalent Radius
John P. Wolf (1985)	$\frac{8Gr_x}{2-\nu}$	$\frac{8Gr_\phi^3}{3(1-\nu)}$	$\frac{4.6}{2-\nu}\rho V_s r_x^2$	$\frac{0.4}{1-\nu}\rho V_s r_\phi^4$	$\cdot r_x = \sqrt{\frac{A_f}{\pi}}$ $\cdot r_\phi = \sqrt[4]{\frac{4I_f}{\pi}}$
ASCE 4-98 (1998)	$\frac{32(1-\nu)Gr_x}{7-8\nu}$	$\frac{8Gr_\phi^3}{3(1-\nu)}$	$0.576k_x r_x \sqrt{\frac{\rho}{G}}$	$\frac{0.3}{1+B_\phi} k_\phi r_\phi \sqrt{\frac{\rho}{G}}$	
Jonathan P. Stewart et al. (1998)	$\frac{8Gr_x}{2-\nu}$	$\frac{8Gr_\phi^3}{3(1-\nu)}$	$\frac{k_x r_x}{V_s}$	$\frac{k_\phi r_\phi}{V_s}$	

* where, A_f is sectional area of foundation and I_f is 2nd moment of area of foundation

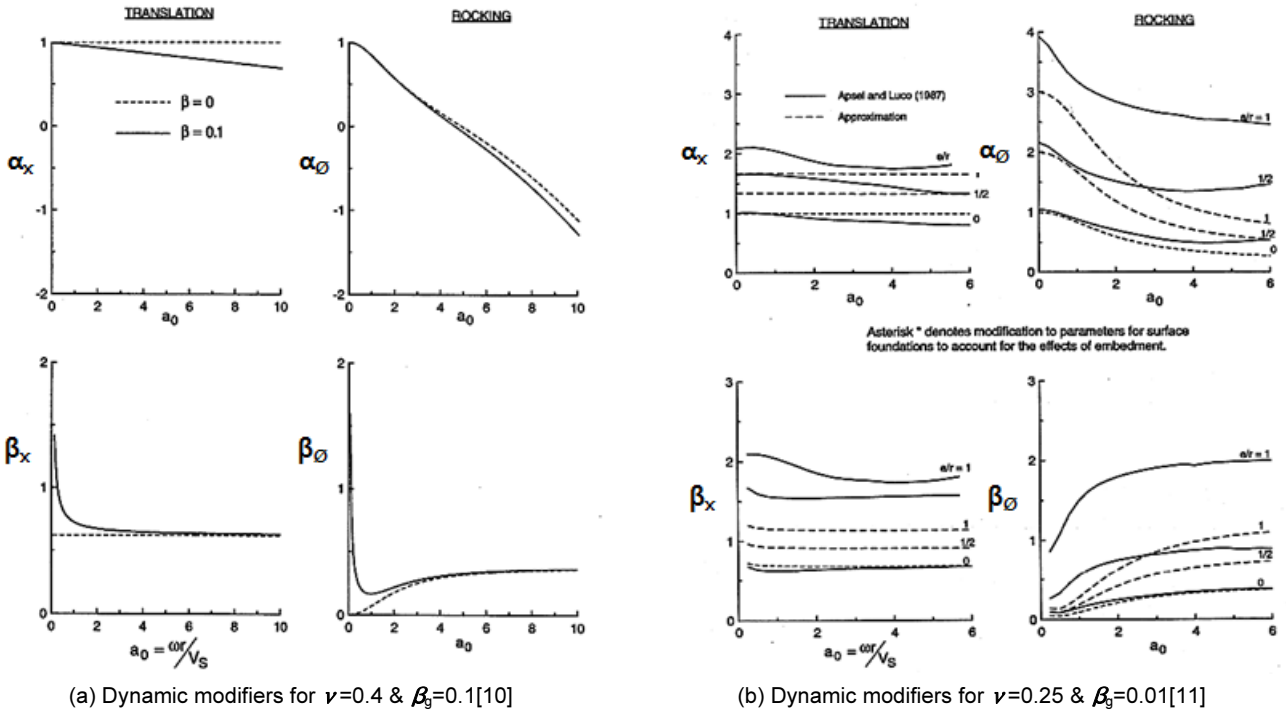


Fig. 4. Dynamic modifiers for springs and damping coefficients

(Impedance)는 동적 강성과 감쇠특성을 포함하며 진동수 의존성을 갖는다 [4]. 여기서, \bar{K} 및 \bar{C} 는 정적 스프링 상수와 감쇠계수에 진동수 의존성 보정 계수 α 와 β 를 고려하여 산정되는 동적 스프링 상수와 감쇠계수를 의미한다.

$$\text{Impedance}(s) = \frac{F(t)}{u(t)} = \bar{K} + i\omega\bar{C} \tag{5a}$$

$$\bar{K} = \alpha(\omega, \nu) \cdot k_{\text{static}} \tag{5b}$$

$$\bar{C} = \beta(\omega, \nu) \cdot C \tag{5c}$$

5.2.2 지반 스프링 상수 및 감쇠계수 산정식

Wolf[9]는 반경 r 의 원형 강성기초에 대해 지반-구조물 상호작용 효과를 매우 간략히 평가해 볼 수 있도록 Table 5에서와 같은 진동수 무관한 정적 스프링 상수와 감쇠계수 산정식을 제시한 바 있다. 여기서, c_x 와 c_ϕ 는 방사감쇠만을 고려한 감쇠계수이다[9].

ASCE 4-98(1998)에서는 지반-구조물계의 고유 진동수 산정과 고정지반 해석 가능조건 판별에 사용 가능한 스프링 상수와 감쇠계수를 Table 5와 같이 제시한 바 있다. 여기서, B_ϕ 는 무차원 보정계수, I_0 는 구조물과 기초의 총 질량 관성모멘트를 의미한다[5]. 구조물과 기초의 질량 관성모멘트는 구조물의 기하형상 및 질량분포에 따라 다르며 본 연구에서 고려된 구조물의 질량 관성모멘트는 Fig. 6과 식 (9a)~식 (9c)를 이용하여 산정하였다.

$$B_\phi = \frac{3(1-\nu)I_0}{8\rho^{1.5}} \tag{6}$$

Stewart et al.[4]은 Fig. 4와 같이 가진 진동수와 지반의 포아송비의 함수로 정의되는 동적 수정계수(α, β)를 이용하여 Table 5의 정적 스프링 상수 및 감쇠계수를 식 (7a)~식 (7e)와 같이 보정함으로써 진동수 의존성을 고려한 지반 스프링 상수 및 감쇠계수를 산정하도록 제시한 바 있다[4].

$$\bar{K}_x = \alpha_x(a_0, \nu) \cdot k_x \tag{7a}$$

$$\overline{K}_\phi = \alpha_\phi (a_0, \nu) \cdot k_\phi \quad (7b)$$

$$\overline{C}_x = \beta_x (a_0, \nu) \cdot c_x \quad (7c)$$

$$\overline{C}_\phi = \beta_\phi (a_0, \nu) \cdot c_\phi \quad (7d)$$

$$a_0 = \frac{\omega r}{V_s} \quad (7e)$$

5.3 단자유도 지반-구조물계의 등가 감쇠비 산정

5.2절에서 언급한 감쇠계수는 방사감쇠 만에 의한 영향을 고려하므로 지반에 의한 총 감쇠계수 산정을 위해서는 재료감쇠를 추가적으로 고려해야 한다[9]. FEMA 440에 제시된 단자유도 지반-구조물계의 등가 감쇠비 ($\bar{\xi}$) 산정식의 경우, 지반의 재료감쇠가 고려되지 않는다. 본 연구에서는 식 (8a)를 이용하여 재료감쇠(구조물, 지반)와 지반의 방사감쇠를 모두 고려 [12]하였다. 여기서, ξ_0 는 구조재료 감쇠비, ξ_g 는 지반재료 감쇠비, ξ_x 는 x 방향 방사감쇠비, ξ_ϕ 는 회전방향 방사감쇠비를 의미한다.

$$\begin{aligned} \bar{\xi} &= \left(\frac{\omega_{SSI}}{\omega_0}\right)^2 \xi_0 + \left[1 - \left(\frac{\omega_{SSI}}{\omega_0}\right)^2\right] \xi_g \\ &\quad + \left(\frac{\omega_{SSI}}{\omega_x}\right)^2 \xi_x + \left(\frac{\omega_{SSI}}{\omega_\phi}\right)^2 \xi_\phi \\ &= \left(\frac{\omega_{SSI}}{\omega_0}\right)^2 \xi_0 + \left[1 - \left(\frac{\omega_{SSI}}{\omega_0}\right)^2\right] \xi_g \\ &\quad + \left(\frac{\omega_{SSI}}{\omega_0}\right)^2 \left[\frac{k_0}{k_x} \frac{\omega_x c_x}{2k_x} + \frac{k_0 h^2}{k_\phi} \frac{\omega_\phi c_\phi}{2k_\phi} \right] \end{aligned} \quad (8a)$$

$$\xi = \frac{c}{c_{cr}} = \frac{c}{2\sqrt{mk}} = \frac{\omega c}{2k} \quad (8b)$$

$$\omega_x = \sqrt{\frac{k_x}{m}} \quad (8c)$$

$$\omega_\phi = \sqrt{\frac{k_\phi}{I_0}} = \sqrt{\frac{k_\phi}{mh^2}} \quad (8d)$$

6. 등가 단자유도 지반-구조물계의 평가 사례

6.1 구조물 조건

지진응답 평가에 이용된 대상 구조물은 원통형 탱크구조물로 고유진동수 $f_0=3.5$ Hz ($\omega_0=22$ rad/sec)의 단자유도로 거동하는 것으로 가정하였다. 또한, 무게 $W=218,938$ kN ($m=22,318$ ton), 구조재료 감쇠비 $\xi_0=0.05$ 이며 근입깊이는 2.5 m이나 $e/r=1/8$ 로 표면기초구조물과 유사하기 때문에 근입효과를 무시하였다. 구조물의 상세 제원은 Table 6과 같다.

Fig. 5에 나타낸 집중질량이 위치하는 등가 높이(Equivalent Height, h)

Table 6. Section properties of cap, cylinder and foundation

	r (m)	t or l (m)	Vol. (m ³)	W (kN)	I ₀ (ton · m ²)
Cap (1)	20	1	1,257	29,586	5,878,297
Cylinder (2)		40	4,901	115,386	9,875,282
Foundation (3)		2.5	3,142	73,966	769,690

※ Unit Weight of Structural Material (γ) is 23.544 kN/m³

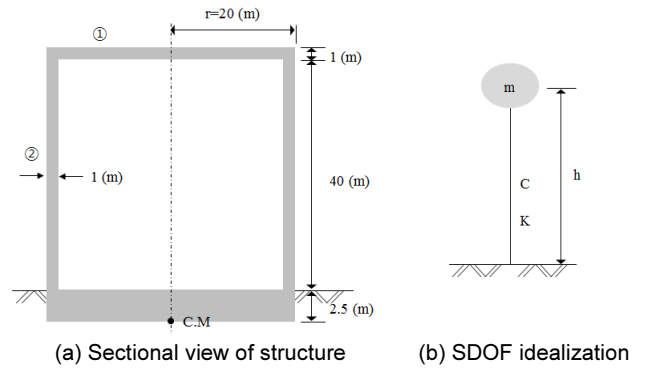


Fig. 5. Comparison between real and SDOF idealization

Table 7. Equivalent height (h) for different considerations

Cases	Target	Considered Mass (m _s) for Moment Equilibrium	Limitation	Equivalent Height (m)
h ₁	Same ω_0 & k_s	m _{cap} + m _{cylinder}	not matched with ϕ	26.7
h ₂	Same ω_0 & Moment	m _{cap} + m _{cylinder} + m _{foundation}	not matched with k_s	18.1

산정을 위해 간단하게 모멘트 평형조건을 적용[12]하였으며 다음의 두가지 경우를 고려하였다. 첫 번째는 구조물만의 고유 각진동수(ω_0)가 기초상부의 구조물 강성(k_s)과 질량(m_s)에 의해 결정되는 것으로 가정하여 실린더(2) 부위와 캡(1)만을 고려한 모멘트 평형조건으로 등가높이(h_1)를 산정한 경우이고, 두 번째는 기초 발생 회전각이 실제와 동일하게 발생되도록 캡과 실린더 뿐 아니라 기초(3)까지 고려한 모멘트 평형조건에 의해 등가높이(h_2)를 산정한 경우이다. 두 경우 모두 모멘트 중심은 바닥면으로 하였다.

첫 번째 경우는 정확한 구조물의 고유 각진동수와 강성을 이용 한다는 장점이 있지만 기초가 고려되지 않는다는 단점이 있으며 두 번째 경우는 기초를 고려하기 때문에 총중량에 대한 모멘트 평형조건으로 회전각 및 회전 유발 변위를 정확하게 산정할 수는 있으나 집중질량이 캡과 실린더 뿐 아니라 기초부까지 실린더 상부에 위치하게 되어 구조물의 고유 각진동수가 변화하기 때문에 이를 방지하고자 실린더의 강성을 실제보다 증가시켜야 한다는 단점이 있다. 본 연구에서는 등가높이 결정방법에 따른 영향을 살펴보기 위해 Table 7과 같이 두가지 경우를 모두 고려해 보았다. 두 경우에 있어 등가 높이 산정은 모멘트평형 조건을 고려한 식 (9a)를 이용하였다.

6.2 지반 조건

지진응답 평가에 이용된 지반은 초기 전단파속도 $V_{s1}=300, 675, 1,050,$

Table 8. Properties of different subsurface material conditions

	V_{si} (m/sec)	V_{sf} (m/sec)	γ (kN/m ³)	G (kPa)	ν	ξ_g
Type(I)	300	210	20	89,908	0.33	0.06
Type(II)	675	472.5	22	500,677	0.28	0.03
Type(III)	1,050	735	24	1,321,651	0.25	0.01
Type(IV)	2,400	1,680		6,904,954		

※ Type(IV) is additional case to confirm fixed base cond.

Table 9. Shear wave velocity reduction factor(n) [1]

	Peak Ground Acceleration (g)			
	0.1	0.15	0.2	0.3
n	0.9	0.8	0.7	0.65

2,400 m/sec의 조건으로 Table 8과 같은 단위중량(γ), 포아송비(ν) 및 감쇠비(ξ_g) 특성을 갖는다. 전단탄성계수의 경우, 최종적으로는 Table 9의 보정계수를 이용하여 변형률 의존 특성을 반영한 값(ρV_{s1}^2)을 이용하였으나 감쇠비의 경우는 보수적인 평가를 위해 초기 감쇠비를 그대로 적용하였다. 풍화암 이상의 강성 및 강도를 갖는 Type(II)~(IV) 지반의 경우, 본 평가에서 고려되는 지진 수준에서 발생 가능한 변형률 수준이 매우 낮지만 기준 적용의 일관성과 보수성을 고려한 간략 평가 측면에서 전단파 속도 감소계수를 일괄 적용하는 것으로 하였다.

6.3 등가 높이 산정 방법에 따른 지진응답 차이 분석

Table 7에서 정의한 두 가지 등가 높이에 따른 지진응답결과 비교를 위해 극단적인 두 가지 지반조건인 Type(I), (IV) 지반조건에 대해 등가 단자유도계의 지진응답해석을 수행하였다. 본 연구에서 고려되는 스프링 상수 및 감쇠계수 산정식들 중 ASCE 4-98 감쇠계수(c_ϕ) 산정식의 경우, 구조물 뿐 아니라 기초까지 포함한 총 질량 관성모멘트(I_0)가 필요하여 캡, 실린더 및 기초에 대한 질량 관성 모멘트를 식 (9b) 및 식 (9c)로 산정하였고 그 값을 모멘트 평형시 기초를 고려하지 않았던 Table 7의 첫 번째 경우에도 동일하게 적용하여 감쇠계수를 산정하였다. 즉, 조건에 관계없이 회전 관성에 대한 물성은 실제와 동일하도록 부여하였다. 여기서, r은 반경, t는 캡과 기초의 두께, l은 실린더의 높이, I_{cm} 은 중립축에 대한 질량 관성모멘트, d는 Fig. 6에서와 같이 중립축-지표면 축간의 거리를 의미한다.

$$h_m = \frac{\sum_{i=1}^n m_i h_i}{\sum_{i=1}^n m_i} \tag{9a}$$

$$I_{\text{or} \textcircled{3}} = I_{cm} + md^2 = \left[\frac{1}{4} mr^2 + \frac{1}{12} mt^2 \right] + md^2 \tag{9b}$$

$$I_{\text{2}} = I_{cm} + md^2 = \left[\frac{1}{2} mr^2 + \frac{1}{12} ml^2 \right] + md^2 \tag{9c}$$

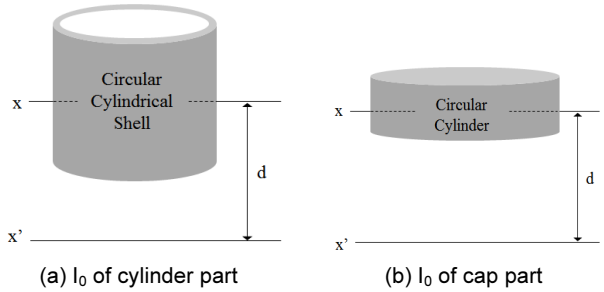


Fig. 6. Parallel axis theorem for mass moment of inertia

먼저, 지반의 강성 및 감쇠를 고려한 등가 단자유도계 응답 산정을 위해 식 (2a)에 감쇠항을 추가하여 식 (10)과 같이 운동방정식을 재구성하였다.

$$m_s \left(1 + \frac{k_s}{k_x} + \frac{k_s h^2}{k_\phi} \right) \ddot{u}_s + c_s \dot{u}_s + k_s u_s = -m_s \ddot{u}_g \tag{10}$$

$$= M_{SSI} \ddot{u}_s + c_s \dot{u}_s + k_s u_s = -m_s \ddot{u}_g$$

지진하중에 대한 단자유도계 운동방정식의 해 산정시 순환공식(Recurrence Formula)을 이용하는 것이 일반적이나 재구성된 등가 단자유도 지반-구조물계의 운동 방정식은 좌 우항의 질량 불일치로 순환공식의 적용이 어렵다. 따라서, 식 (11a)와 같은 연속 조건에 대한 상태공간방정식(State Space Equation)을 이산화한 식(11b)를 이용하여 해를 산정하도록 하였다. 여기서, 이산화에 의해 변화된 계수값 A_d 와 B_d 의 산정에는 Matlab의 c2d(Continuous to Discrete time) 명령어를 사용하였다. 추가적으로 구조물의 절대가속도 \ddot{u} 는 구조물의 상대가속도 \ddot{u}_s 와 지반의 절대가속도 \ddot{u}_g 의 합임을 고려하여 식 (11c)에 의해 산정하는 것으로 하였다.

$$\dot{x} = Ax + By$$

$$\begin{pmatrix} \dot{u}_s \\ \ddot{u}_s \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & 1 \\ -M^{-1}K & -M^{-1}C \end{bmatrix} \begin{pmatrix} u_s \\ \dot{u}_s \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} 0 \\ M^{-1}F \end{pmatrix} \tag{11a}$$

$$= \begin{bmatrix} 0 & 1 \\ -\frac{k_s}{M_{SSI}} & -\frac{c_s}{M_{SSI}} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} u_s \\ \dot{u}_s \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} 0 \\ -\frac{m_s}{M_{SSI}} \end{pmatrix} \ddot{u}_g$$

$$x_{i+1} = A_d x_i + B_d y \tag{11b}$$

$$\ddot{u} = -m_s^{-1} c_s \dot{u}_s - m_s^{-1} k_s u_s \tag{11c}$$

해석에 이용된 Fig. 7의 지진입력운동은 진동수 특성이 상이한 Hachinohe (장주기)와 Ofunato(단주기) 지진파로 원 데이터의 시간 간격(dt)은 0.062 sec 및 0.0625 sec이다. 본 연구에서는 상태공간 방정식의 수렴성을 보장하고 해의 신뢰성을 높이기 위해 원 시간이력의 데이터를 3차 스플라인(Cubic Spline) 함수로 보간하고 이를 시간 간격(dt) 5 ms로 보다 촘촘하게 분할한 재생산된 가속도-시간이력을 사용하였다. 본 연구에서는 운동학적 상호작용(Kinematic Interaction)에 의한 기초 입력운동(FIM, Foundation Input Motion)의 변화는 고려하지 않는 것으로 하였으며, 최대지반가속도

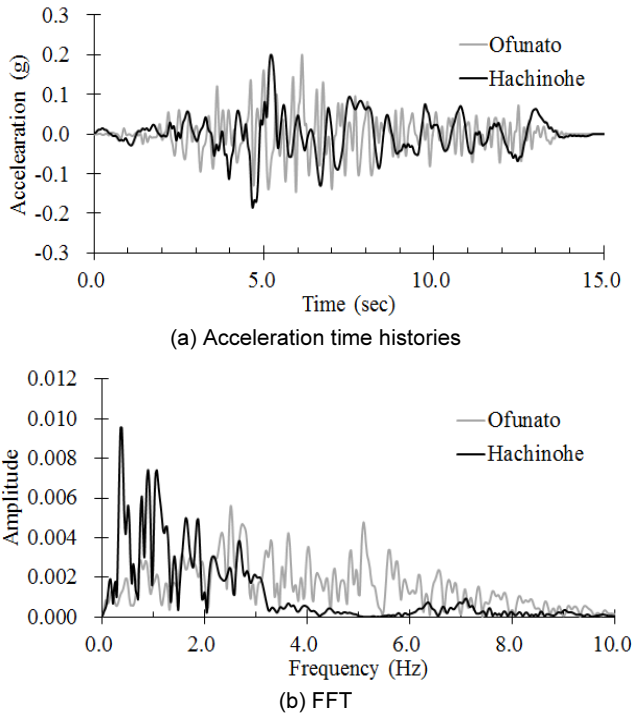


Fig. 7. Input ground motions

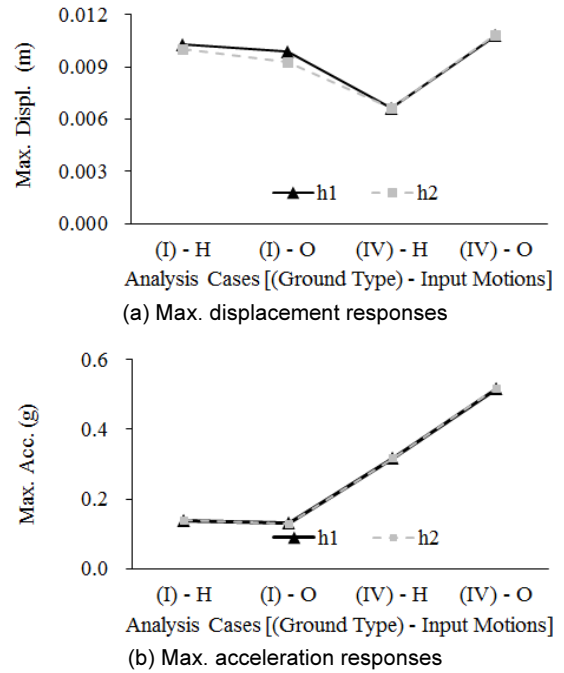


Fig. 8. Comparison of seismic responses between h_1 & h_2

Table 10. Seismic responses of SDOF system depending on h cond.

Cases	h	Ground Condition	Input Motion	Max. Responses (Acc.(g) / Displ.(m))			
				Wolf	Average (0.136 / 0.0103)		
h_1 (I)-H	h_1	Type(I)	Hachinohe	ASCE 4-98	Average (0.136 / 0.0103)		
h_1 (I)-O				Ofunato		Wolf	
						Stewart	
h_1 (IV)-H			Type(IV)	Hachinohe		ASCE 4-98	Average (0.316 / 0.0066)
		h_1 (IV)-O			Ofunato	Wolf	
						Stewart	
		h_2 (I)-H		h_2	Type(I)	Hachinohe	
h_2 (I)-O			Ofunato				Wolf
	Stewart						
h_2 (IV)-H	Type(IV)		Hachinohe			ASCE 4-98	Average (0.316 / 0.0066)
		h_2 (IV)-O			Ofunato	Wolf	
						Stewart	
		h_2 (IV)-O	Type(IV)		Ofunato	ASCE 4-98	
h_1 (IV)-H	Hachinohe					Wolf	
				Stewart			

※ Notation for Cases : Equivalent height-Ground Cond.-Input Motion

(Peak Ground Acceleration) 수준은 0.2 g로 설정하였다.

Table 10의 조건에 따라 수행된 지진응답 해석결과, Fig. 8에서와 같이 등가높이 조건에 따른 최대 가속도와 최대 변위 응답의 차이가 미미한 것으로 나타났지만, h_1 의 결과가 h_2 결과에 비해 더 큰 경우가 많으므로 이후 사례 연구에서는 구조물의 실제 강성과 고유진동수조건을 만족시키는 등가높이 h_1 을 이용하여 등가 단자유도 지반-구조물계에 대한 지진응답해석을 수행하는 것으로 하였다.

6.4 고정지반 해석 가능조건 판별

식(3c)를 이용하여 4가지 지반조건에 대해 고정지반 해석 적용성을 평가해 보았으며 그 결과는 Table 11과 같았다. Type(I) 및 (II) 지반조건은 모두 고정지반 해석이 불가능한 것으로 나타났지만 Type(III) 및 (IV) 지반조건은 고정지반 해석이 가능한 것으로 나타났다. Type(III) 지반의 경우, $f_{(2)}/f_{(1)}$ 비는 2.266이며 ω_0/ω_{SSI} 비가 1.093으로 약 9% 정도의 고유진동수 변화를 보이는 것으로 확인되었고, US NRC SRP 3.7.2에서 제시하고 있는 전단파속도 2,400 m/sec 조건인 Type(IV) 지반에 대한 $f_{(2)}/f_{(1)}$ 비는 5.216으로 ω_0/ω_{SSI} 비에 의한 고유진동수 변화 수준은 2% 수준이었다.

고정 지반 조건과의 유사성을 평가해 보고자 Type(III), (IV) 지반조건에 대해 Table 12와 같은 조건으로 해석을 수행하여 각 지반조건에서의 응답을 비교해 보았다. 본 평가에서도 등가높이 산정방법 비교의 경우와 마찬가지로 세 종류의 스프링상수와 감쇠계수 산정식이 사용되었으며 각 지반조건별로 산정된 최대 가속도와 최대변위 응답의 평균치를 이용하여 고정지반 조건 해석결과와 비교하였다.

해석수행 결과, Fig. 9에서와 같이 Type(III) 지반은 고정지반 조건에 비해 최대가속도 응답 25%, 최대변위응답 20%의 차이를 보이므로 지반-구조물 상호작용 효과를 무시하기 어려운 것으로 나타났으나, Type(IV) 지반

Table 11. Parameters to check the fixed base conditions

Parameters		Wolf	ASCE4-98	Stewart	Average
ω_0 ω_{SS}	Type(I)	1.899	1.894	1.993	1.929
	Type(II)	1.223	1.221	1.235	1.226
	Type(III)	1.093	1.092	1.095	1.093
	Type(IV)	1.018	1.018	1.018	1.018
$f_{(2)}$ $f_{(1)}$	Type(I)	0.619	0.622	0.580	0.607
	Type(II)	1.419	1.428	1.380	1.409
	Type(III)	2.267	2.284	2.245	2.266
	Type(IV)	5.183	5.221	5.245	5.216

※ Type(IV) is additional case to confirm fixed base cond.

Table 12. Analysis cases to check applicability of fixed base cond.

Cases	Ground Cond.	Input Motion	Max. Responses (Acc.(g) / Displ.(m))	
(F-H)	Fixed	Hachinohe	Fixed Base -	(0.3199 / 0.0065)
(F-O)	(Ref.)	Ofunato	No spring & dashpot	(0.5627 / 0.0114)
(III-H)	Type(III)	Hachinohe	Wolf	Average (0.322 / 0.0078)
			ASCE4-98	
			Stewart	
(III-O)	Type(III)	Ofunato	Wolf	Average (0.421 / 0.0102)
			ASCE4-98	
			Stewart	
(IV-H)	Type(IV)	Hachinohe	Wolf	Average (0.316 / 0.0066)
			ASCE4-98	
			Stewart	
(IV-O)	Type(IV)	Ofunato	Wolf	Average (0.516 / 0.0108)
			ASCE4-98	
			Stewart	

※ Notation for Cases : Ground Cond.-Input Motion

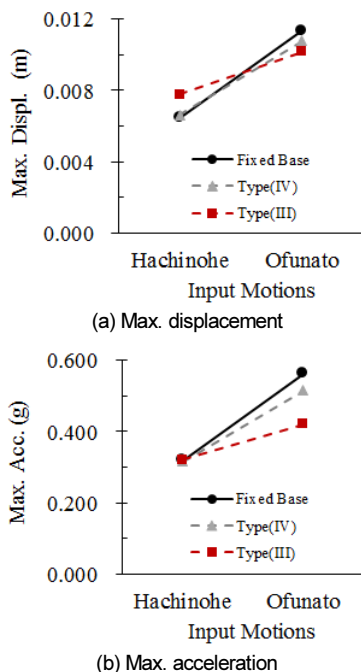


Fig. 9. Comparison of max. responses depending on ground cond.

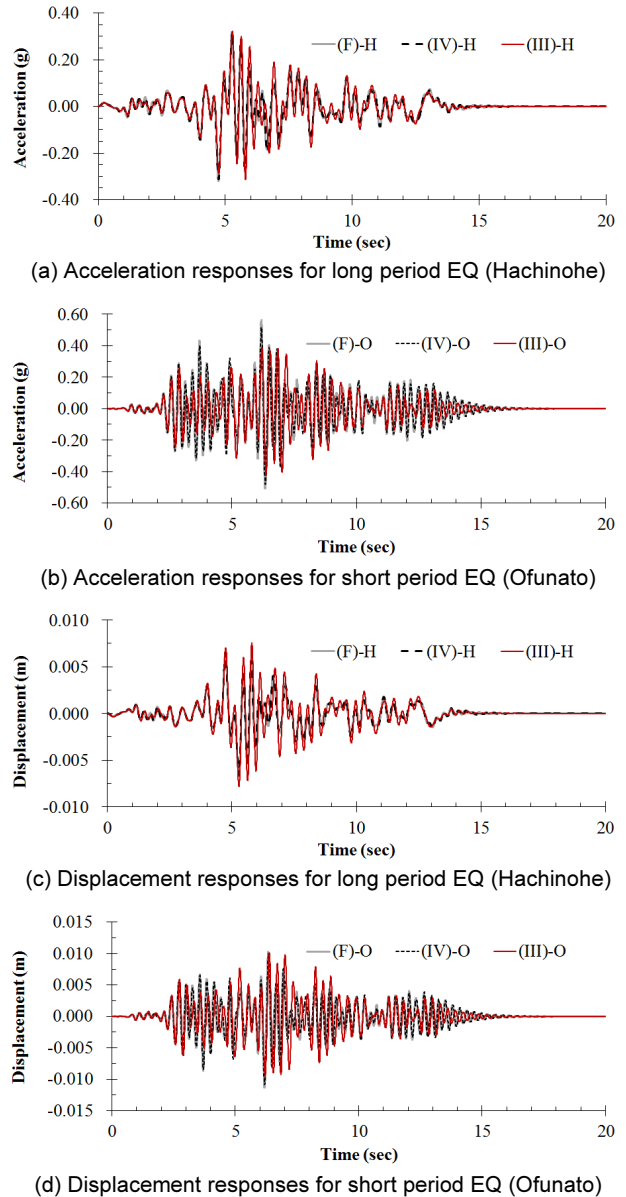


Fig. 10. Comparison of responses depending on ground cond.

은 최대가속도 응답 기준 8%, 최대변위 응답 기준 5%로 근사한 수준의 응답결과를 보였다. 이는 Stewart 식으로 구해진 스프링상수 및 감쇠계수를 활용한 Type(III), (IV) 지반과 고정지반의 지진응답 비교 결과인 Fig. 10에서도 확인할 수 있다. 따라서 본 대상 구조물의 경우는 고정지반 해석을 위한 조건으로 US NRC SRP 3.7.2에서 제시하고 있는 2,400 m/sec 전단 파속도 조건의 적용이 합당한 것으로 사료되나, 고정지반 해석 가능조건에 대한 일반화를 위해서는 보다 다양한 질량과 크기를 갖는 구조물에 대한 추가적인 해석이 필요할 것으로 판단된다.

6.5 응답스펙트럼 기반 간략 해석의 유효성 검증

등가 단자유도 구조계에 대한 지진 응답 평가시, 일반적으로 구조물의 고유 진동수와 등가 감쇠비를 산정하고 이에 상응하는 설계응답스펙트럼 상의 스펙트럼 가속도를 구하여 간략하게 지진응답을 평가한다. 구조물 기

초 설계기준 해설[2]과 일부 연구문헌[13]에서는 지반-구조물계의 상호작용에 대해서도 동일한 방법을 적용하는 방안을 제시하고 있으나, 본 방법의 유효성에 대한 검증 사례는 전무한 실정이다. 따라서, 식 (2c)의 고유 각진동수(ω_{SSI})와 식 (8a)의 등가 감쇠비($\bar{\xi}$)를 이용하여 운동방정식을 식 (12)와 같이 재구성한 다음 최대응답을 산정해 보았고 이를 식 (10)에 의한 최대 응답과 비교하여 응답스펙트럼 기반 간략해석의 유효성 즉, 식 (12)에 의한 최대응답결과의 적용성을 평가해 보고자 하였다.

$$\ddot{u}_s + 2\bar{\xi}\omega_{SSI}\dot{u}_s + \omega_{SSI}^2 u_s = -\ddot{u}_g \quad (12)$$

Table 13의 조건에 따라 수행된 지진응답 해석결과, Fig. 11에서와 같이 식 (12)를 이용한 해석 결과가 참조해인 식 (10)에 의한 해석결과보다 최대 가속도 및 최대 변위응답 측면에서 더 보수적인 것으로 나타났다.

Fig. 12는 Stewart 식으로 구해진 스프링상수 및 감쇠계수를 활용한 Type(I) 지반에서의 응답결과 비교로 응답이력의 위상은 식 (10)과 식 (12)를 이용한 두 경우에 있어 다른 양상을 나타내지만 진폭은 모두 식 (12)에 의한 결과가 큼을 확인할 수 있다. 따라서, 지반-구조물계의 고유 각진동수(ω_{SSI})와 등가 감쇠비($\bar{\xi}$)를 산정하고 설계응답스펙트럼상의 해당 스펙트럼 가속도를 구하여 이를 지진하중 산정에 활용하는 간략 절차는 적용성이 있는 것으로 판단된다.

7. 결론

본 연구에서는 시설물의 간략 지반-구조물 상호작용 해석기준 및 연구 문헌을 분석하여 실무자들이 해석수행을 하는데 필요한 기본 이론과 이에 부합하는 상세 지침을 제시하였으며 추가적으로 실무 적용에 필요한 변수 설정등에 대한 고찰을 위해 사례연구를 진행하였다. 전반적인 내용을 정리하면 다음과 같다.

먼저, 등가 단자유도 지반-구조물계 운동방정식의 유도 및 이를 통한 고유진동수 산정, 다양한 지반 스프링상수와 감쇠계수 산정식 분석, 불균질한 지반을 균질한 지반으로 변환하는 방법 및 고정지반 판정 기준 등에 대한 내용을 분석하였다.

다음으로 등가 단자유도 지반-구조물 상호작용 해석시 등가높이 산정을 위한 절차를 제시하였고 고정지반해석 가능 조건을 평가하였으며 응답스펙트럼 기반 간략해석 적용성 평가를 위한 사례연구를 진행하였다. 먼저, 등가높이 산정과 관련하여 모멘트 평형조건을 적용하였을 때, 구조물의 고유진동수와 부합하는 두가지 경우 1)구조물의 실제 강성 부합, 2)실제 발생 회전각 부합에 따른 등가높이 차이와 발생 응답의 차이를 분석해 보았다. 두 번째로 고정지반 해석 조건을 평가하기 위해 비교적 견고한 두가지 지반조건에서의 응답결과를 산정하고 고정지반 조건 해석결과와 비교하여 고정지반 조건 가정이 성립되는 변수 범위 $V_s=2,400$ m/sec, $\omega_0/\omega_{SSI}=1.02$ 및 $f_{(2)}/f_{(1)}=5.22$ 를 확인하였다. 마지막으로 등가 단자유도 지반-구조물계의 고유 각진동수(ω_{SSI})와 등가 감쇠비($\bar{\xi}$)를 산정하고 설계응답스펙트럼상의 해당 스펙트럼 가속도를 구하여 이를 지진하중 산정에 활용하는 간략 절차의 적용성을 확인하였다.

본 연구에서는 기초입력운동의 변화와 관련된 운동학적 상호작용 효과

Table 13. Analysis cases to evaluate applicability of simple method

Case	Eqn.	Ground Cond.	Input Motion	Max. Responses (Acc.(g) / Displ.(m))	
(10-I-H)	(10)	Type(I)	Hachinohe	Wolf	Average (0.136 / 0.0103)
				ASCE4-98	
				Stewart	
(10-I-O)		Ofunato	Wolf	Average (0.131 / 0.0099)	
			ASCE4-98		
			Stewart		
(10-IV-H)	Type(IV)	Hachinohe	Wolf	Average (0.316 / 0.0066)	
ASCE4-98					
Stewart					
(10-IV-O)	Ofunato	Wolf	Average (0.516 / 0.0108)		
ASCE4-98					
Stewart					
(12-I-H)	(12)	Type(I)	Hachinohe	Wolf	Average (0.234 / 0.0162)
ASCE4-98					
Stewart					
(12-I-O)		Ofunato	Wolf	Average (0.159 / 0.0100)	
			ASCE4-98		
			Stewart		
(12-IV-H)	Type(IV)	Hachinohe	Wolf	Average (0.325 / 0.0068)	
			ASCE4-98		
			Stewart		
(12-IV-O)	Ofunato	Wolf	Average (0.517 / 0.0108)		
		ASCE4-98			
		Stewart			

※ Notation for Cases : Eqn. No.-Ground Cond.-Input Motion

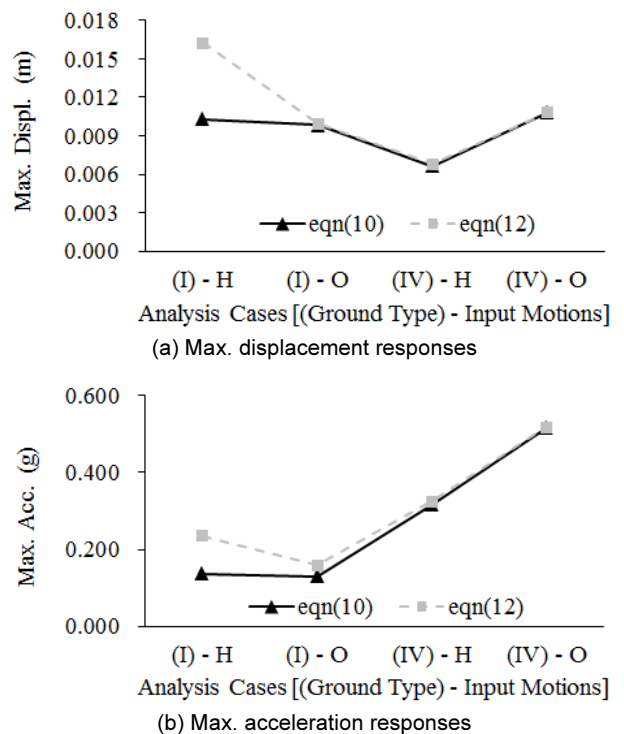


Fig. 11. Evaluation of applicability of simplified analysis

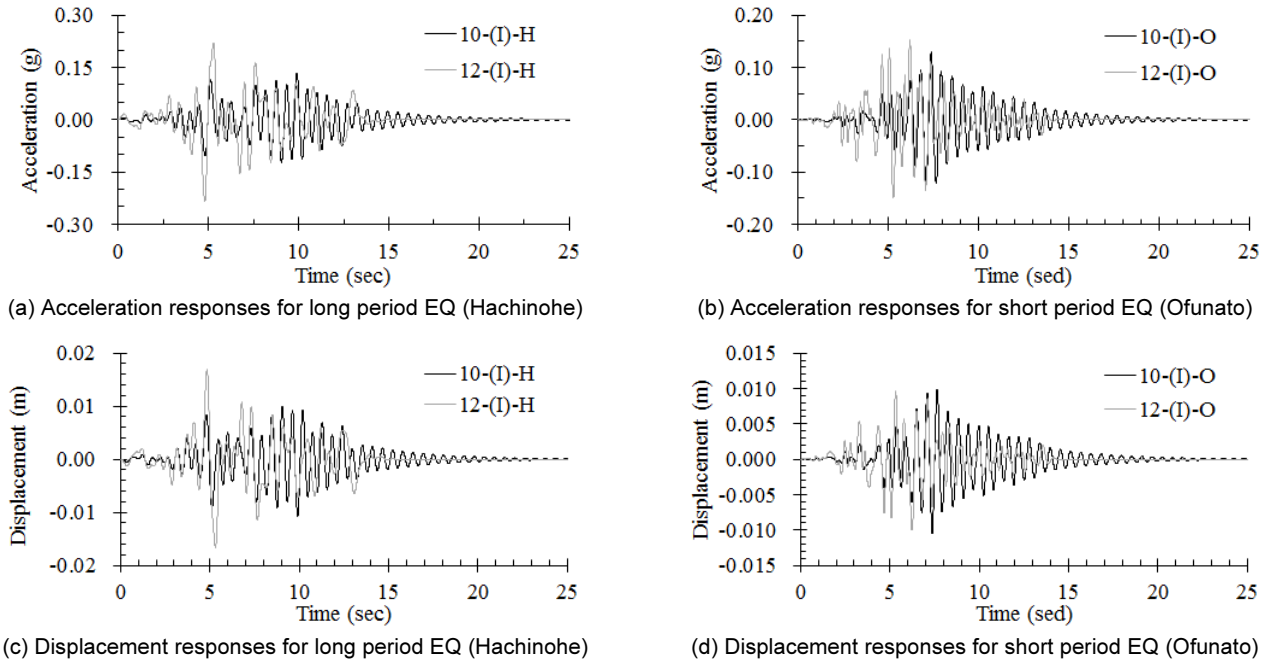


Fig. 12. Comparison of responses for long and short period EQ

(특히, 고진동수 영역의 저감 효과)가 고려되지 않았으므로 보다 정확한 평가를 위해서는 운동학적 상호작용에 대한 추가적인 고려가 필요할 것으로 판단되며, 고정지반 해석 가능조건에 있어서도 일반화를 위해서는 보다 다양한 질량과 크기를 갖는 구조물에 대한 해석수행이 필요할 것이라 사료된다. 또한, 실제 구조물을 단자유도계로 단순화하기 위한 고유진동수 결정방법, 회전운동에너지 및 회전방향 고유진동수 조건($\omega_\phi = \sqrt{k_\phi/I_0}$) 까지 고려할 수 있는 단순모델 특성 결정방법에 대한 연구도 진행될 필요가 있을 것이라 판단된다.

/ REFERENCES /

1. FEMA, Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures, FEMA 440, Washington, DC, c2004.
2. Korean Geotechnical Society, Commentary for Foundation Design Code, c2015, 847 p.
3. Architectural Institute of Korea, Korea Building Code and Commentary, c2009.
4. Stewart JP, Seed RB, Fenves GL, Empirical Evaluation of Inertial Soil Structure Interaction, Report No. Peer-98/07, c1998.
5. ASCE, Seismic Analysis of Safety-Related Nuclear Structures and

Commentary ASCE Standard 4-98, c1999.

6. US NRC, Seismic System Analysis, Standard Review Plan 3.7.2, c2007.
7. Stewart JP, Kim S, Bielak J, Dobry R, Power MS, Revisions to soil-structure interaction procedures in NEHRP design provisions, Earthquake Spectra, 2003 Aug;19(3):677-696.
8. Wong HL, Luco JE, Tables of impedance functions for square foundations on layered media, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 1985;4(2):64-81.
9. Wolf JP, Dynamic Soil-Structure Interaction: Prentice Hall, Englewood Cliffs; c1985.
10. Veletsos AS, Verbic B, Vibration of viscoelastic foundations, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1973;2(1):87-102
11. Aspel RJ, Luco JE, Impedance functions for foundations embedded in a layered medium: an integral equation approach, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1987;15(2):213-231.
12. EPRI, Engineering Technical Training Modules for Nuclear Plant Engineers(Civil/Structural Series: Module #5) - Soil Structure Interaction(1010808), c2005.
13. Stewart JP, Fenves GL, Seed RB, Seismic Soil-Structure Interaction in Buildings, I: Analytical Methods, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1999 Jan;125(1):26-37.