

말뚝—地盤—構造物の動的相互作用研究

A Study on Dynamic Pile-Soil-Structure Interactions

이 인 모*¹

Lee, In - Mo

이 관 호*²

Lee, Kwan - Ho

김 용 진*³

Kim, Yong - Jin

Abstract

A study of the effects of dynamic pile-soil-structure interactions on the response of superstructures, supported by group piles, are presented in this paper. The dynamic impedance functions of single pile generated by soil-pile interactions are obtained and compared among others using the methods proposed by Novak, Gazetas, and Kuhlemeyer, and using the equivalent cantilever method. Group pile effects are also considered by the following approaches: neglecting interaction effects; group efficiency ratio concept; static interaction approach; and dynamic interaction approach. The responses of a nuclear containment structure are obtained by using the elastic half-space analysis, based on the impedance functions mentioned above.

Main conclusions drawn from this study are as follows:

1. The numerical results of the impedance functions calculated by each method were quite different; the Novak's was the smallest, and the Kuhlemeyer's the highest. Considering group effects, similar values in each approach were obtained for the stiffness; the difference was very big for the damping.

2. The top displacement of the structure was reduced by 20% or more by pile installations. However, the base shear force, the base moment, and the resonance frequency were increased by more than two times due to stiffening effect of the ground by pile installations.

3. Whether frequency dependant impedance functions or frequency independant functions were used, the responses of the structure were not so much affected by the choice of the impedance functions.

4. The reduction effect of the top displacement increased with the increase of the maximum ground acceleration.

*¹ 정회원, 고려대학교 공과대학 토목공학과 부교수

*² 정회원, (전) 고려대학교 대학원 석사과정

*³ 정회원, 고려대학교 대학원 토목공학과 박사과정

요 지

본 연구에서는 말뚝 기초로 지지된 상부 구조물의 동적 해석을 하였다. 구조물 해석에는 반무한체 방법을 이용하였으며, 이 방법의 입력자료가 되는 임피던스 함수를 구하는 방법과 각 방법으로 구한 상부구조물의 거동을 상호 비교해 보았다. 먼저 단말뚝에 대한 임피던스 함수를 Equivalent Cantilever 방법, Novak이 제안한 방법, Gazetas가 제안한 방법, Kuhlemeyer가 제안한 방법으로 구하였으며, 군 효과는 Novak에 의해 제안된 방법, 군 효과 비(Group Efficiency Ratio, GER), Poulos가 제안한 정적영향계수를 이용한 방법, Kaynia & Kausel이 제안한 동적영향계수를 이용한 방법 등을 이용하였으며, 구조물의 상부 변위, 저면에서의 전단력과 휨모우먼트에 대한 상호 비교를 하였다.

본 연구에서 얻은 결론은 다음과 같다.

1. 각 방법으로 구한 강성과 감쇠 값은 그 차이가 상당히 크게 나타났으며, Novak이 제안한 방법이 가장 작고, Kuhlemeyer가 제안한 방법이 가장 크게 나타났다. 또한, 각 방법에 의한 군효과를 비교, 분석해 본 결과 강성효과는 비교적 유사한 결과를 보이나, 감쇠의 경우 군효과의 차이가 큼을 알 수 있었다.

2. 말뚝의 설치로 인해 상부변위는 20% 이상 감소하였으며, 반면에 말뚝 설치로 인한 강성 증가 효과로 인해 저면에서의 전단력과 휨모우먼트는 크게는 2배 이상 커짐을 알 수 있으며, 공명 현상을 일으키는 frequency가 약 2배 이상 증가함을 알 수 있다.

3. 말뚝 시스템의 강성과 감쇠의 산정시 주파수 종속값과 독립값을 사용한 차이로 인한 상부변위, 저면에서의 전단력, 휨모우먼트의 변화는 비교적 적은 것으로 나타났다.

4. 지진가속도가 커짐에 따라 말뚝의 설치에 의한 상부변위 감소 효과가 더욱 커짐을 알 수 있다.

1. 서 론

토질 및 기초공학에서 보면 기초는 얇은 기초와 깊은 기초로 나누어진다. 얇은 기초는 주로 지반 조건이 비교적 양호한 경우 작은 구조물에 적당하다. 이에 반해 깊은 기초는 지반 조건이 나쁜 상태에서의 구조물의 안정성을 위하여 이용된다. 특히, 공업의 발달과 인구증가는 국토의 효율적 이용이라는 과제를 우리에게 주었다. 이러한 문제를 해결하기 위해 지반 조건이 나쁜 지역에 대규모 구조물의 건설을 시도하게 되었다. 원자력 발전소, 화학 공장, 좁은 영역안에 밀집되어 있는 수많은 고층 건물 등이 그 예이다. 이러한 구조물들은 파괴로 인한 피해가 매우

크므로 안정성을 갖기 위해 여러가지 설계 방법들이 이용되었다. 특히, 최근에 멕시코 지진에 의한 피해상황을 볼 때 우리가 지금까지 행해왔던 정적하중에 대한 설계에서 동적하중에 대한 고려가 절실함을 알 수 있다. 그러나 동적하중에 대한 해석은 정적하중에 의한 해석 방법에 비해 매우 복잡하고 어렵다. 이러한 문제를 해결하기 위하여 많은 공학자들이 깊은 기초에서 주로 말뚝을 이용한 단순화된 모델들을 개발, 발표하였다.

본 연구에서는 말뚝 기초로 지지된 상부 구조물의 동적 해석을 하고자 한다. 구조물 해석에는 반무한체 방법을 이용하고자 하며, 이 방법의 입력 자료가 되는 임피던스 함수를 구하는 방법과 각 방법으로 구한 상부구조물의 거동을 상호

비교해 보는 것이 본 논문의 주 목적이다. 먼저 단말뚝에 대한 임피던스 함수를 Equivalent Cantilever 방법, Novak 이 제안한 방법, Gazetas 가 제안한 방법, Kuhlemeyer 가 제안한 방법으로 구하고, 이에 여러개의 군 효과 방법을 고려할 수 있는 방법들을 이용하여 상호 비교하고자 하였다. 군 효과는 Novak 에 의해 제안된 방법, 군 효과 비(Group Efficiency Ratio, GER), Poulos 가 제안한 정적 영향계수를 이용한 방법, Kaynia & Kausel 이 제안한 동적 영향계수를 이용한 방법 등을 이용하였으며, 군 효과를 고려하였을 경우 상부 변위, 저면에서의 전단력과 휨모우먼트에 대한 상호 비교를 통해 합리적인 설계자료를 제시하고자 한다.

2. 단말뚝의 동적 강성과 감쇠

2-1 Novak에 의해 제안된 방법

Novak 은 지반을 점탄성체로 가정하여 지반의 동적 강성과 감쇠를 구하고, 이를 기초로 하여 말뚝이 설치된 지반의 동적 강성과 감쇠를 구하였다. 이들 강성과 감쇠는 다음과 같이 구할 수 있다.

○ 연직 하중을 받는 말뚝의 강성과 감쇠^(10, 11)

연직하중을 받는 단말뚝의 등가강성과 감쇠는 다음과 같다.

$$K_{zz}^1 = \frac{E_p A}{r_0} f_{z,1} \quad (1)$$

$$f_{z,1} = \frac{F_{18}(\lambda)_1}{1/r_0} \quad (2)$$

$$C_{zz}^1 = \frac{E_p A}{V_s} f_{z,2} \quad (3)$$

$$f_{z,2} = \frac{F_{18}(\lambda)_2}{a_0 l / r_0} \quad (4)$$

여기서 $f_{z,1}$, F_1 는 Novak 이 제안한 그림에서 구할 수 있다.

○ 수평 하중을 받는 말뚝의 강성과 감쇠^(9, 11)

수평하중을 받는 단말뚝의 등가강성과 감쇠는 다음과 같다.

$$K_{xx}^1 = \frac{E_p I}{r_0^3} f_{x,1} \quad (5)$$

$$f_{x,1} = \frac{F_{11}(\lambda)_1}{(1/r_0)^3} \quad (6)$$

$$C_{xx}^1 = \frac{E_p I}{r_0^2 V_s} f_{x,2} \quad (7)$$

$$f_{x,2} = \frac{F_{11}(\lambda)_2}{a_0 (1/r_0)^3} \quad (8)$$

○ 회전운동시 말뚝의 강성과 감쇠^(9, 11)

수평하중을 받는 경우와 비슷하게 회전에 대한 등가강성과 감쇠를 구할 수 있다.

$$K_{\psi\psi}^1 = \frac{E_p I}{r_0} f_{\psi,1} \quad (9)$$

$$f_{\psi,1} = \frac{F_7(\lambda)_1}{1/r_0} \quad (10)$$

$$C_{\psi\psi}^1 = \frac{E_p I}{V_s} f_{\psi,2} \quad (11)$$

$$f_{\psi,2} = \frac{F_7(\lambda)_2}{a_0 l / r_0} \quad (12)$$

○ 비틀 운동시 말뚝의 강성과 감쇠^(12, 13)

단말뚝에서 비틀에 대한 강성과 감쇠는 아래와 같이 구할 수 있다.

$$K_{\zeta\zeta}^1 = \frac{G_p J}{r_0} f_{\zeta,1} \quad (13)$$

$$f_{\zeta,1} = \frac{F_T(\lambda)_1}{1/r_0} \quad (14)$$

$$C_{\zeta\zeta}^1 = \frac{G_p J}{V_s} f_{\zeta,2} \quad (15)$$

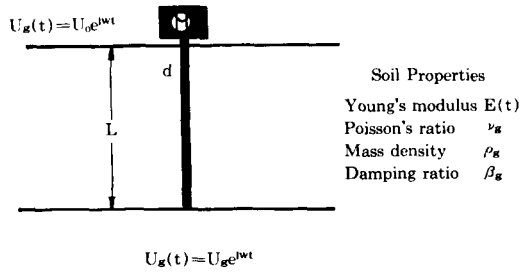
$$f_{\zeta,2} = \frac{F_T(\lambda)_2}{a_0 l / r_0} \quad (16)$$

2-2 Gazetas에 의해 제안된 말뚝의 강성과 감쇠^(3, 4)

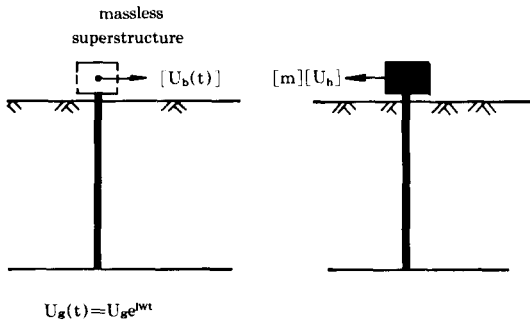
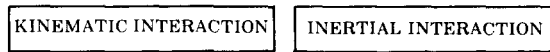
Gazetas 는 연직으로 전파하는 조화전단파 (harmonic S-Wave)로 인한 선단지지 단말뚝의 동적 거동을 여러가지 지반 모델에 대해 Kinematic Interaction 과 Inertial Interaction 으로 나누어 해석을 실시하였으며, 그림 1 에 나타내었다. 또한, 다양한 Parametric Study 결과를 이용하여 무차원 도표와 공식을 발표하였다. 이를 바탕으로 말뚝의 동적강성과 감쇠를 정적 강성과 감쇠로부터 구할 수 있게 만들었다.

2-3 Kuhlemeyer가 제안한 말뚝의 강성과 감쇠^(6, 7)

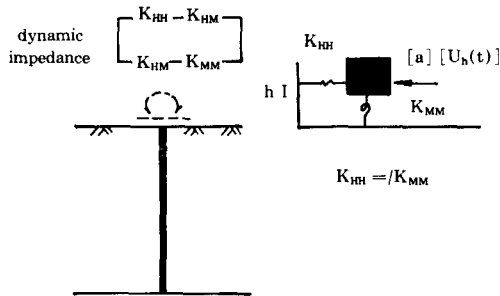
Kuhlemeyer 는 지반을 반무한체 (semi-infinite halfspace)로 가정하고, 말뚝을 중심으로 하여 유한요소(FEM) 해석결과를 이용하여 강성과 감쇠를 구하였다.



(a) Geometry of soil-pile-structure interaction



(b) Decomposition into kinematic and inertial interaction



(c) Two-step analysis of inertial interaction

그림 1 선단지말뚝의 seismic response

○ 연직 하중시 말뚝의 강성과 감쇠

일반적으로 동적해는 동하중을 받는 말뚝의 상부를 무질량으로 보고 계산된 동적강성과 감쇠로 표현된다. 동적 강성 K_z 와 감쇠 C_z 는 다음과 같다.

$$K_z = k_1 K_{(st)z} \quad (17)$$

$$C_z = c_1 K_{(st)z} r_0 / \beta \quad (18)$$

$$K_{(st)z} = E_s r_0 / F_{st} \quad (19)$$

여기서 $K_{(st)z}$: 정적 연직 강성

F : 복소 변위 함수

k_1 : 동적 강성 계수

c_1 : 동적 감쇠 계수

○ 수평, 회전시 말뚝의 강성과 감쇠

$$K_x = \frac{F_{22}}{F_{11}F_{22} - F_{12}F_{21}} K_{(st)x} \quad (20)$$

$$K_\psi = \frac{F_{11}}{F_{11}F_{22} - F_{12}F_{21}} K_{(st)\psi} \quad (21)$$

여기서 $K_{(st)x} = \pi E_p r_0 / 4$: 정적 수평 강성

$K_{(st)\psi} = \pi E_p r_0^3 / 4$: 정적 회전 강성

2-4 Equivalent Cantilever Method^{8, 16)}

이 방법은 가장 단순한 방법이며, 자유도 1인 mass-spring-damper 모델을 이용하고 말뚝을 등가의팔보로 보고 강성을 구한다. 등가 외팔보의 길이는 축하중, 수평하중 또는 모우먼트에 의해 결정된다. 단말뚝의 강성은 다음과 같이 구할 수 있다.

$$\text{연직의 경우 } K_z = FA / L_c \quad (22)$$

$$\text{수평의 경우 } K_x = 12EI / L_b^3 (\text{고정단}) \quad (23)$$

$$\text{회전의 경우 } K_\psi = 4EI / L_b \quad (24)$$

여기서 L_c : 연직하중에 대한 등가의팔보 길이

L_b : 수평 및 회전에 대한 등가의팔보 길이

이 방법은 엄격히 말하여 말뚝을 등가의팔보로 치환하여 푸는 방법이므로 감쇠 값을 구할 수 없다. 다만, 약산적으로 감쇠효과는 수평에 대해서는 강성의 15%, 회전과 비틀에 대해서는 강성의 10%로 간주하여 계산한다.

3. 군 효과

대부분의 말뚝 기초는 여러개의 말뚝으로 구성되어 있으므로 상호작용에 대한 고려가 필요하다. 말뚝 상호간의 상호작용은 말뚝 사이의 거리에 따라 크게 변화한다. 말뚝 사이의 거리가 멀수록 상호작용이 없으므로 단순히 단말뚝의 강성과

감쇠를 합해주면 되나 어느 정도 거리 이내에서는 상호작용 효과를 고려하여 주어야만 한다. 본 연구에서는 말뚝 상호간의 상호작용 효과가 고려되지 않는 방법, 군 효과비(Group Efficiency Ratio), Poulos가 제안한 방법, Kaynia & Kausel 이 제안한 방법을 이용하였다.

3-1 말뚝 상호간의 상호작용 효과를 고려하지 않은 군효과^(8, 9)

이 방법은 상호작용 효과를 고려하지 않고 group 강성과 감쇠를 단지 벡터의 합으로서 나타내었다. 연직과 수평은 단순한 합으로 표시되지만 수평과 회전 조합 또는 비틀림시 말뚝의 배치 상태와 무게 중심으로부터의 거리를 고려해 주어야 한다. 군말뚝의 강성과 감쇠는 다음과 같이 구할 수 있다.

연직의 경우

$$K_{zz} = \sum K_z \quad (25)$$

$$C_{zz} = \sum C_z \quad (26)$$

수평의 경우

$$K_{xx} = \sum K_x \quad (27)$$

$$C_{xx} = \sum C_x \quad (28)$$

회전의 경우

$$K_{\psi\psi} = \sum (K_\psi + K_z x_r^2 + K_x z_c^2 - 2K_c z_c) \quad (29)$$

$$C_{\psi\psi} = \sum (C_\psi + C_z x_r^2 + C_x z_c^2 - 2C_c z_c) \quad (30)$$

연직축에 대한 비틀림의 경우

$$K_{\zeta\zeta} = \sum \{K_\zeta + K_x (x_r^2 + y_r^2)\} \quad (31)$$

$$C_{\zeta\zeta} = \sum \{C_\zeta + C_x (x_r^2 + y_r^2)\} \quad (32)$$

3-2 군 효과비(Group Efficiency Ratio, GER)^{8, 14}

동하중(Dynamic Loading)에 대하여 frequency 효과는 고려하되 군말뚝의 강성, 감쇠를 말뚝의 상호작용 효과가 고려되지 않은 개개의 강성, 감쇠의 합으로 나눈 것으로 정의되는 군 효과비를 이용한다. 군효과 비는 다음과 같이 정의된다.

$$GER = K_{group} / \sum K_i \quad (33)$$

3-3 정적 Interaction Factor Approach⁽¹⁵⁾

Poulos가 제안한 이 방법은 정적하중에 대한

영향계수를 도표로 작성하여 쉽게 사용할 수 있도록 하였다. 이 방법은 수평하중과 모우먼트를 받는 2개의 인접 말뚝 사이의 영향계수를 구하여 군 말뚝에 비해 확장하여 적용하였다. 영향계수는 다음과 같다.

$$\alpha_p = \frac{\text{인접말뚝에 기인한 추가 변위}}{\text{자기 하중에 의한 변위}} \quad (34)$$

$$\alpha_\theta = \frac{\text{인접말뚝에 기인한 추가 회전각}}{\text{자기 하중에 의한 회전각}} \quad (35)$$

3-4 동적 Interaction Factor Approach^(2, 8)

Kaynia & Kausel은 몇가지 parameter 범위에서 연직진동 및 수평진동에 대한 설계 정보를 제시하였다. 이 방법은 3차원 연속체를 이용하여 군 말뚝의 동적 거동을 산정하기 위한 해를 공식화 하여 동하중에 의한 frequency 효과를 영향계수에 고려할 수 있도록 하였다. 이들이 제안한 동적영향계수는 다음과 같다.

$$\text{동적영향계수} = \frac{\text{말뚝 2의 동적변위}}{\text{말뚝 1의 정적변위}} \quad (36)$$

4. 말뚝 기초로 이루어진 상부구조물의 상호작용 해석

4-1 Lumped-Mass Model 및 반무한체 이론

본 연구에 사용된 시스템은 원통형의 구조물인 원자로 격납용기를 1개의 Beam 요소로 모형화한 소위 "A Lumped Mass Model of Structure Foundation System"이며, 이 모델을 이용하기 위해서는 먼저 원통형 구조물을 여러개의 Beam 요소로 나누고, 이에 대한 등가의 단면 2차 모우먼트(I), 질량(M), 단면적(A)을 산정해야 한다.

반무한체 해석은 지반을 spring 과 dashpot 을 이용하여 동적 거동 특성을 표현하는 방법이다. 이것은 기초의 형상, 하중 특성과 임피던스 함수에 따라 변한다. 질량없는 원형 강체판이 지반을 spring 과 dashpot 으로 표현한 시스템에 놓여 있을 때 수평 및 회전 조화 응답은 수평과 회전 조화운동이 균등, 선형 탄성 반무한체의 표면에 놓인 강체판에 가해졌을 때의 응답을 나타낸다.

수평 및 회전조화운동이 가해졌을 때, Coupling 효과를 무시하고, 회전 변위를 독립으로 취급하면 시스템의 방정식은 아래와 같이 표현된다.

$$\begin{Bmatrix} P \\ M \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} (k_1 + iA_0c_1) \times K_b & 0 \\ 0 & (k_2 + iA_0c_2) \times K_r \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U \\ \phi \end{Bmatrix} \quad (37)$$

본 연구에서는 지반에 대한 임피던스 함수대신 앞 절에서 구한 말뚝의 임피던스 함수를 이용하여 지반-구조물 시스템을 Lumped-Mass-Model 로한 computer program 을 이용하여 구조물의 입력운동을 산정하였다.

4-2 지반의 동력학적 특성⁶⁾

지진과 같은 강한 진동으로 인한 비선형 효과를 고려하기 위하여 변형률에 종속인 특성이 이용된다. 본 논문에서는 Seed & Idriss가 제안한 감쇠비-변형률 곡선, 응력-변형률 곡선을 이용하여 지반의 동력학적 특성치를 산정하였다.

4-3 입력지진

본 연구에서 이용된 입력지진은 우리나라의 지반특성과 역사지진 및 계측지진 자료를 바탕으로 최대가속도 포락함수, 유효지속기간, 지진파의 진동수성분 등을 분석하여 통계적 방법으로 작성된 인공지진파를 이용하였다. 이 인공지진파¹¹⁾의 최대가속도는 0.20g이고, 인공지진파에서 2400개의 점을 선별하여 기저암반에 입력하였다. 또한, 우리나라의 건축구조물의 내진규준에 적용되는 최대가속도 0.12g, 원전 구조물 설계를 위해 최대값으로 제안되었던 0.26g에 대해서도 선형보간법을 이용하여 구하여 구조물 응답을 알아보았다. 인공지진파의 시간이력곡선은 그림

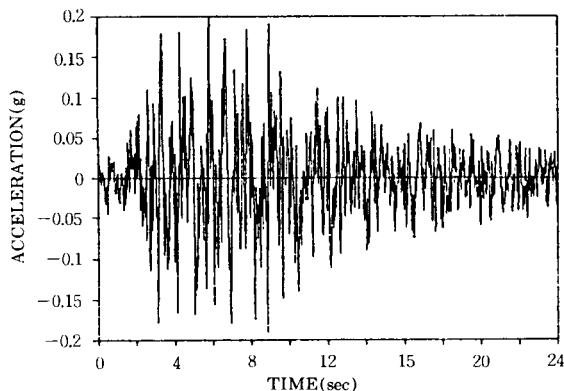


그림 2 한반도 인공지진파의 시간이력곡선

2에 나타내었다.

4-4 예제 적용

본 논문에서는 말뚝기초를 가지는 원전 구조물의 격납용기를 반무한체 해석에 알맞은 형태로 모델링을 하여 단말뚝의 강성, 감쇠를 구하는 방법과 균효과를 이용하여 구조물 상부에서의 변위와 저면에서의 전단력과 휨모우먼트의 변화를 상호 비교하였다. 본 해석에서는 해석의 복잡성을 피하기 위하여 하중 작용 방향과 수직한 방향으로 배치된 말뚝에 대해서는 동일한 하중이 작용한다고 가정하였고, 구조물의 저면에서의 전단력과 휨모우먼트가 기초의 도심에서 작용한다고 가정하여 해석을 실시하였다.

4-4-1 지반조건

지반조건은 기하학적 조건은 같으나 흙의 특성이 서로 다른 A와 B의 경우로 구분하였고, 그림 3에 나타내었다. A의 경우 $\gamma_d=1.52t/m^3$, B의 경우, $\gamma_d=1.92t/m^3$ 이며, 포아송비는 $\nu=0.4$ 로 동일한 값을 취하였다. 표 1, 2에는 입력지진이 0.20g일 때 지반의 동력학적 특성치를 나타낸 것이다.

layer 1	3m
layer 2	3m
layer 3	3m
layer 4	3m
layer 5	3m
Rock	

그림 3 지반의 기하학적 조건

표 1 Parametric study를 위한 지반 입력값

layer	Case A(soft soil)		Case B(hard soil)	
	kg/cm ²	β	kg/cm ²	β
1	317.0	0.1	555.0	0.1
2	549.0	0.1	1129.0	0.1
3	708.0	0.1	1458.0	0.1
4	803.0	0.1	1725.0	0.1
5	950.0	0.1	1956.0	0.1

표 2 지반의 동력학적 특성치

layer	Case A(soft soil)		Case B(hard soil)	
	kg / cm ²	β	kg / cm ²	β
1	123.4	0.115	415.7	0.081
2	160.9	0.137	568.9	0.093
3	196.8	0.168	664.1	0.093
4	226.8	0.140	757.9	0.090
5	253.3	0.134	860.4	0.085

4-4-2 구조물의 제원 및 모델링

말뚝의 제원은 표 3과 같으며, 말뚝과 말뚝 사이의 간격은 약 3D이다. 구조물의 제원은 표 4에 있고, 모델링한 형태는 그림 4와 같다.

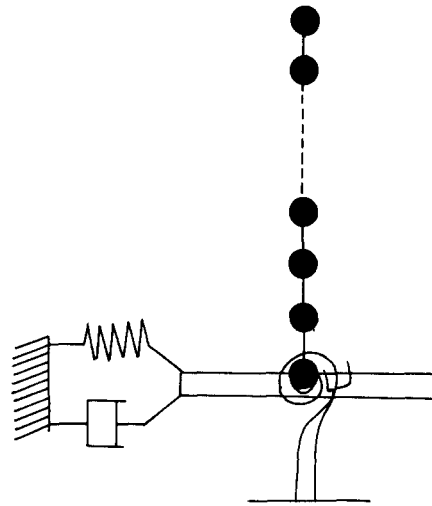


그림 4 예제 해석을 위한 원전구조물의 모델링

표 3 말뚝의 제원

종류	강관 말뚝
직경(D)	0.406m
두께(t)	0.009m
탄성계수(Ep)	2.04*10 ⁶ kg / cm ²
단면2차모우먼트(I)	2.22*10 ⁴ cm ⁴
단면적(A)	112.40cm ²

4-5 결과 및 고찰

말뚝으로 지지된 원자로 격납용기의 응답을 산정하기 위하여 반무한 체이론을 이용한 Lumped-Mass Model Program을 이용하였다.

표 4 구조물의 제원

Node	Element	Hight (m)	Mass (ton / m ³)	Moment of Inertia(m ⁴)	Area (m ²)
1	1	72.07	60	1348	30.5
2	2	69.47	142	3880	29.5
3	3	66.87	210	6175	29.7
4	4	64.29	325	22483	87.1
5	5	62.20	510	22483	87.1
6	6	62.40	625	22483	87.1
7	7	59.40	625	22483	87.1
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
21	21	15.0	460	22483	87.1
22	22	13.0	418	22483	87.1
23	23	11.0	418	22483	87.1
24	24	9.0	418	22483	87.1
25	25	7.0	418	22483	87.1
26	26	5.0	216	22483	87.1
27	26	0.0	0.0	1.0E6	1.0×10 ⁴

앞에서 이론적 고찰을 하였듯이 Elastic Half-Space 방법을 이용한 Program은 지반 혹은 지반-말뚝 시스템의 강성과 감쇠를 구하는 것이 핵심이므로, 여러 이론에 의한 값을 근거로 전체 구조물의 응답을 구하여 비교검토하여 가장 합리적인 해석 방법을 제안하고자 하였다.

첫째로, 앞절의 각 방법을 이용하여 단말뚝의 강성과 감쇠를 구한 결과를 표 5에 나타내었다. 전체적으로 강성값의 차이보다 감쇠값의 차이가 큼을 알 수 있으며, Novak이 제안한 방법이 다른 방법에 비해 작게 산정되었다. 이것은 말뚝 지반의 강성과 감쇠는 지반 자체의 강성과 감쇠로부터 구하게 되어 있는바, 지반의 동적 강성과 감쇠결과가 흔히 사용되는 반무한체 해석에서 구한 지반의 동적 강성과 감쇠보다 작게 산출된 것이 주원인이며, 이의 상호 비교 결과를 표 6에 나타내었다. 실무에서 쉽게 이용하는 등가의 팔보(Equivalent Cantilever Method) 개념은 수평 강성값은 크게 산정되었으나, 회전 강성값은 적게 산정되었다. 감쇠의 경우 Kuhlemeyer가 제안한 방법이 크게 산정되었다. 이는 본 말뚝의 경우 무차원 주파수 계수 $a_0=1$ 이며, 이 방법은 다른 방법과 달리 $a_0>0.3$ 인 경우에는 frequency에 따라 크게 변환하는 결과로 기인됨을 알 수 있었다.

둘째로, 또한 여러 군 효과를 고려한 군말뚝의 수평 및 회전 강성과 감쇠를 각 경우별로 구분하여 표 7-10에 나타내었다. 군 효과를 고려한 경우 각 방법에 의한 강성의 결과는 거의 비슷하나, 감쇠의 경우 GER에 의한 값이 상호작용 효과를 고려하지 않은 경우에 비해 오히려 2배 크게 산정되었다. 수평방향에 대한 상호작용 효과 고려시 Poulos가 제안한 방법이 다른 방법에 비해 크게 나타났으며, 회전방향에 대한 상호작용 효과 고려시 각 방법이 비슷하게 산정되었으며, Kaynia & Kausel에 의한 방법이 가장 큰 상호작용 효과를 나타내었다.

셋째로, 각종 방법에 의한 강성 및 감쇠를 이용하여 반무한체 해석으로 원자력 구조물의 응답, 즉 상부변위, 저면에서의 전단력, 휨모우먼트의 결과를 각각 그림 5, 6, 7에 표시하였다. 이 중에서 최대값을 구하여 여러 방법에 의한 값을 상호

비교하여 표 11, 12에 나타내었다. 결과를 고찰하여 보면 그림 5에 나타난 바와 같이 말뚝의 설치에 의한 상부변위의 감소 효과가 큼을 알 수 있다. 또한 공명현상을 일으키는 frequency가 약 2배이상 증가함을 알 수 있으며, 그림 6, 7에 나타난 것과 같이 말뚝 타입으로 인한 강성의 증가로 저면에서의 전단력과 휨모우먼트가 상당히 증가되었다. 그림 5에 나타나 있듯이 단말뚝의 경우 Kuhlemeyer가 제안한 방법으로 구한 상부 변위가 다른 방법에 비해 20~70% 적게 나타났으며, 반면에 Novak이 제안한 방법으로 구한 상부변위가 다른 방법에 비해 20% 이상 크게 나타났다. 이는 표 7-10에서와 같이 Novak 방법에 의해 구한 강성이 다른 방법으로 구한 값보다 작기 때문이다. 표 11-12의 case A, B에 나타난 것과 같이 Gazetas가 제안한 방법은 지반의 전단탄성계수에 따라 크게 변화함을 알 수 있다. 흙의 전단탄성계수가 커지면 강성 및 감쇠의 값이 커지며 상부변위는 약 30% 감소하였다. 이와는 반대로 Equivalent Cantilever 방법은 흙의 전단탄성계수가 커짐에 따라 이로 인한 말뚝의 강성과 감쇠의 증가가 효과 적게 나타났으며, 상부변위는 약 25% 감소하였다.

네째로, 본 연구에 이용된 반무한체 해석은 주파수 종속인 임피던스 함수를 input data로 사용하도록 되어 있다. 그러나, 말뚝의 경우 다양한 조건이 고려되어야 하므로 주파수 종속인 임피던스 함수의 산정이 무척이나 힘들다. Equivalent Cantilever 방법은 주파수 종속인 형태의 임피던스 함수를 구할 수 없고, Kuhlemeyer와 Novak이 제안한 방법도 말뚝의 임피던스 함수가 주로 세장비($1/r_0$)와 E_p/E_s 의 함수로 표현되어 있으며 특별한 몇몇 경우에만 (특히 $a_0>0.3$ 인 경우의 감쇠) 주파수 종속인 형태로 표현되어 있다. 따라서 주파수 독립과 종속인 임피던스 함수를 구할 수 있는 Gazetas 방법을 이용하여 주파수 종속, 독립의 효과를 상호 비교하였으며, 또한 Kuhlemeyer가 제안한 방법을 이용하여 $a_0=0.1$, $a_0=1.0$ 일 때의 결과를 상호 비교하여, 그림 8에 나타내었다. 그림에서 보듯이 주파수 종속과 독립의 차이는 거의 없는 것으로 나타났으며, 무차원 주파수의 변화에

따른 감쇠값의 변화에 의한 상부변위의 차이는 적게 나타났다.

끝으로 표 13에는 각각의 최대 지진가속도, 즉 0.12g, 0.20g, 0.26g에 대해 말뚝이 설치되지 않은 경우의 상부 변위와 말뚝이 설치되었을 경우의 상부변위를 표시하였다. 표에 나타난

것과 같이 지진 가속도가 커질수록 말뚝 타입에 의한 상부변위 감소효과가 크게 나타난다.

6. 결 론

본 연구에서는 다음과 같은 결론을 얻었다.

표 5 단말뚝의 수평, 회전 강성과 감쇠의 상호 비교

단말뚝	강성($g \cdot 10^6 \cdot N / m$)				감쇠($g \cdot 10^6 \cdot N / m \cdot s$)			
	CASE A		CASE B		CASE A		CASE B	
	수 평	회 전	수 평	회 전	수 평	회 전	수 평	회 전
Equi-Cant.	1.488	1.277	4.673	1.797	2.232	1.227	7.010	1.797
Novak	0.081	0.287	0.657	0.691	0.017	0.017	0.065	0.020
Gazetas	0.295	0.836	1.138	2.593	0.259	0.440	1.001	1.365
Kuhlemeyer	0.365	0.842	5.276	1.077	4.952	4.423	71.530	5.656

표 6 반무한체 해석과 Novak이 제안한 지반의 동적 강성, 감쇠의 비교

	반무한체 해석		Novak의 제안	
	강 성	감 쇠	강 성	감 쇠
수평	$5.325 \cdot 10^6$	$9.448 \cdot 10^7$	$1.641 \cdot 10^7$	$4.724 \cdot 10^6$
회전	$2.160 \cdot 10^{11}$	$4.590 \cdot 10^{10}$	$1.657 \cdot 10^{10}$	$2.237 \cdot 10^{10}$

표 7 군 효과 고려시 각 방법에 의한 수평 강성과 감쇠의 상호 비교 결과치 (Case A)

	강성($g \cdot 10^{10} \cdot N / m$)				감쇠($g \cdot 10^{10} \cdot N / m \cdot s$)			
	Equi-Cantilever	Novak	Gazetas	Kulemeyer	Equi-Cantilever	Novak	Gazetas	Kuhlemeyer
No-Inter.	1.042	0.057	0.206	0.256	1.562	0.012	0.182	3.466
GER	0.782	0.042	0.155	0.192	3.124	0.024	0.364	6.932
Poulos	0.254	0.014	0.050	0.062	0.380	0.029	0.044	0.843
Kaynia	0.616	0.034	0.121	0.151	1.209	0.093	0.014	2.683

표 8 군 효과 고려시 각 방법에 의한 회전 강성과 감쇠의 상호 비교 결과치 (Case A)

	강성($g \cdot 10^{10} \cdot N / m$)				감쇠($g \cdot 10^{10} \cdot N / m \cdot s$)			
	Equi-Cantilever	Novak	Gazetas	Kulemeyer	Equi-Cantilever	Novak	Gazetas	Kuhlemeyer
No-Inter.	30.960	27.320	17.310	37.910	30.960	1.025	9.112	8.674
GER	23.220	20.490	12.980	28.430	61.920	2.050	18.220	17.350
Poulos	23.460	20.700	13.110	28.720	23.460	0.777	6.903	6.751
Kaynia	20.010	19.420	12.310	26.950	19.850	0.657	5.841	5.560

표 9 균 효과 고려시 각 방법에 의한 수평강성과 감쇠의 상호 비교 결과치
(Case B)

	강성($g \cdot 10^{10} \cdot N / m$)				감쇠($g \cdot 10^{10} \cdot N / m \cdot s$)			
	Equi. Cantilever	Novak	Gazetas	Kule-meyer	Equi. Cantilever	Novak	Gazetas	Kuhle-meyer
No-Inter.	3.271	0.460	0.797	3.693	4.907	0.046	0.701	49.500
GER	2.453	0.345	0.598	2.770	9.814	0.092	1.401	99.000
Poulos	0.796	0.112	0.194	0.899	1.194	0.011	0.017	12.180
Kaynia	1.933	0.272	0.471	2.183	3.798	0.035	0.542	38.750

표 10 균 효과 고려시 각 방법에 의한 회전 강성과 감쇠의 상호 비교 결과치
(Case B)

	강성($g \cdot 10^{10} \cdot N / m$)				감쇠($g \cdot 10^{10} \cdot N / m \cdot s$)			
	Equi.- Cantilever	Novak	Gazetas	Kule-meyer	Equi.- Cantilever	Novak	Gazetas	Kuhle-meyer
No-Inter.	31.360	43.420	53.680	183.10	31.360	1.729	28.260	18.510
GER	23.520	32.570	40.260	137.30	62.720	3.458	56.720	37.020
Poulos	23.760	32.890	40.670	138.70	23.760	1.301	21.413	14.020
Kaynia	22.300	30.870	38.170	130.20	20.100	1.108	18.110	11.860

표 11 Transfer Function을 이용한 상부변위, 저면에서의 전단력, 휨모우먼트의 상호비교

Case	A				B			
	Equi.- Cantilever	Novak	Gazetas	Kule-meyer	Equi.- Cantilever	Novak	Gazetas	Kuhle-meyer
Top-Disp. (m)	0.300	0.450	0.380	0.220	0.280	0.250	0.247	0.115
Base-Shear $\cdot 10^6$ (kg)	28.00	42.01	23.30	33.00	28.41	28.83	33.51	37.10
Moment $\cdot 10^9$ (kg-m)	1.110	1.560	0.898	1.300	1.050	1.090	1.290	1.420

표 12 균 효과 고려시 최대 상부 변위의 상호 비교 결과

Case	A				B			
	Equi.- Cantilever	Novak	Gazetas	Kule-meyer	Equi.- Cantilever	Novak	Gazetas	Kuhle-meyer
No-Inter.	0.300	0.450	0.380	0.220	0.280	0.250	0.247	0.115
GER	0.275	0.430	0.540	0.246	0.270	0.430	0.220	0.125
Poulos	0.390	0.630	0.700	0.210	0.380	0.475	0.280	0.130
Kaynia	0.393	0.632	0.700	0.210	0.385	0.480	0.281	0.135

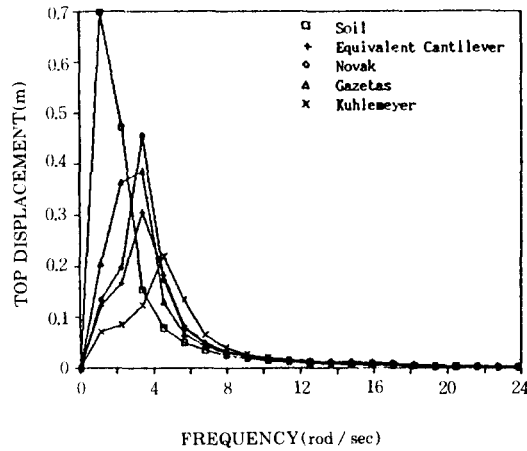


그림 5 반무한체 해석시 상부변위에 대한 Transfer Function

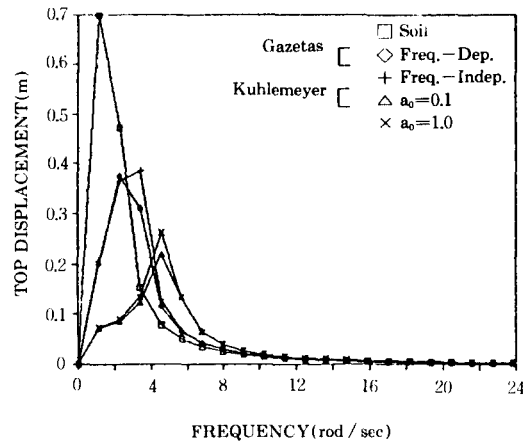


그림 8 주파수 독립과 주파수 종속에 의한 상부변위 비교

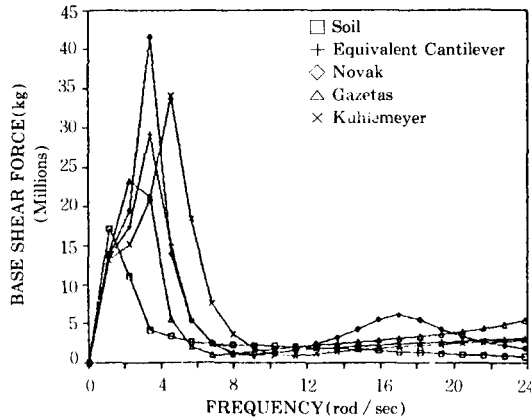


그림 6 반무한체 해석시 저면전단력에 대한 Transfer Function

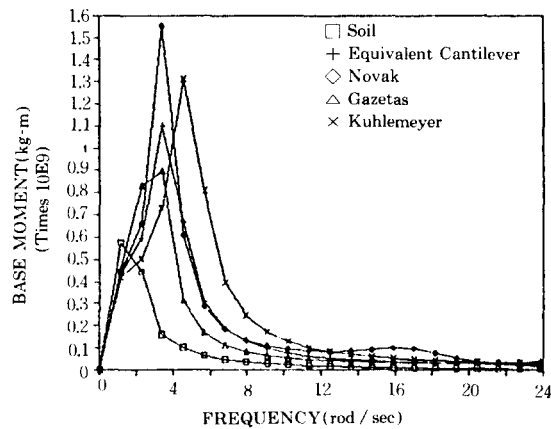


그림 7 반무한체 해석시 저면모우먼트에 대한 Transfer Function

표 13 지진가속도의 변화에 따른 상부변위의 비교

	0.12g	0.20g	0.26
말뚝을 설치하지 않았을 경우	0.064	0.130	0.158
말뚝을 설치한 경우	0.023	0.040	0.043

1) 단말뚝의 경우 Kuhlemeyer에 의해 제안된 방법으로 구한 강성과 감쇠가 다른 방법으로 구한 것보다 크게 나타났으며, 특히 수평 감쇠의 경우 상당히 크게 나타났다. Novak에 의해 제안된 방법으로 구한 강성과 감쇠는 여타 방법에 비해 비교적 작게 나타났다. 여러 방법중 단말뚝의 강성 및 감쇠의 산정은 Gazetas가 제안한 방법을 사용하는 것이 무리가 없을 것으로 판단된다.

2) 각 방법에 의한 균효과 고려시 강성은 비교적 유사한 결과를 보이나, 감쇠의 경우 차이가 큼을 알 수 있으며, 특히 GER에 의한 방법이 다른 방법보다 크게 산정되었다.

3) 말뚝의 설치로 인해 상부변위는 20% 이상 감소하였으며, 반면에 말뚝 설치로 인한 강성 증가 효과로 인해 저면에서의 전단력과 휨모우먼트

트는 크기는 2배 이상 커짐을 알 수 있으며, 공명 현상을 일으키는 frequency가 약 2배 이상 증가함을 알 수 있다.

4) 말뚝 시스템의 강성과 감쇠의 산정시 주파수 종속값과 독립값을 사용한 차이로 인한 상부 변위, 저면에서의 전단력, 휨모우먼트의 변화는 비교적 적은 것으로 나타났다.

5) 지진가속도가 커짐에 따라 말뚝의 설치에 의한 상부변위 감소 효과가 더욱 커짐을 알 수 있다.

감사의 글

본 연구는 한국과학재단의 1987년도 목적기초 연구비 지원에 의하여 이루어진 것으로 이에 깊은 감사를 드립니다.

참 고 문 헌

1. 김원배, "구조물의 동적해석을 위한 한반도의 인공 지진파 작성", 고려대학교, 박사학위 논문, 1987
2. 오진기, "말뚝의 내진 해석에 대한 연구", 고려대학교, 석사학위논문, 1990.
3. Gazetas, G., "Seismic Response of End-Bearing Single Piles", Journal of Soil Dynamic and Earthquake Engineering, Vol 3, No. 2, 1984, pp. 82-93.
4. Gazetas, G., Ricardo Dobry, "Horizontal Response of Piles in Layered Soils", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 110, No. 1, 1984, pp. 20~40.
5. Idriss, I.M. and H.B. Seed, "Seismic Response of Horizontal Soil Layers", Journal of Soil-Mechanics and Foundations, ASCE Vol. 94, SM4, 1968, pp.1003~1031.
6. Kuhlemeyer, L., "Vertical Vibration of Piles", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 105, No. GT2, 1979, pp.273~287.
7. Kuhlemeyer, L., "Static and Dynamic Laterally Loaded Floating Piles", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 105, No GT2, 1979, pp. 289~304.
8. Moore, P.J., Analysis and Design of Foundation for Vibration, A.A. Balkema, Rotterdam, Netherlands.
9. Novak, M., "Dynamic Stiffness and Damping of Piles", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 11, 1974, pp.574~598.
10. Novak, M., "Vertical Vibration of Floating Piles", Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Vol. 103, EM1, 1978, pp.153~168.
11. Novak, M. and El Sharnouby, "Stiffness Constants of Single Piles", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 109, No. 7, 1983, pp. 961~974.
12. Novak, M., John F. Howell, "Torsional Vibration of Pile Foundations", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 103, No GT4, 1977, pp. 271~285.
13. Novak, M., John F. Howell, "Dynamic Response of Pile Foundations", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 104, No. GT5, 1978, pp.534~552.
14. Novak, M., M., Sheta, "Vertical Vibration of Pile Group", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol 108, No. GT4, 1982, pp.570~590.
15. Poulos, H.G., and E.H., Davis, Pile Foundation Analysis and Design, John Wiley and Sons, Inc., 1980.
16. Singh, J.P., N.C., Donovan, and A.C., Jobsis, "Design of Machine Foundation on Piles", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 103, No. GT8, 1977, pp. 863~877.

(접수일자 1991. 1. 28)