

# 말뚝기초의 내진해석에 대한 연구

## A Study on Seismic Response of Pile Foundations for Aseismic Design

이 인 모\*

Lee, In-Mo

오 진 기\*<sup>2</sup>

Oh, Jin-Kee

---

### Abstract

In this paper, response of pile foundations under seismic loading is studied for use in aseismic design of deep foundations. Both the pseudo-static methods such as subgrade reaction theory by Reese, and elastic analysis by Poulos, and the dynamic methods proposed by, respectively, Prakash and Gazetas, are used for this study. The top displacements and maximum bending moments of example piles are obtained by each method mentioned above, and the results by each method are compared among others. The group pile effects are also considered approximately. The calculated results are compared with experimental results obtained by Novak in 1984.

The pseudo-static methods, combined with dynamic group interaction factors, and the dynamic method proposed by Gazetas which considers both kinematic interaction and inertial interaction, separately, estimate the top displacements reasonably well; the method by Prakash, or the pseudo-static methods combined with static group interaction factors may overestimate the top displacements and bending moments as well.

Therefore, it is recommended to use the simple elastic analysis combined with dynamic group interaction factors for aseismic design of pile foundations and to confirm the results by the Gazetas' dynamic methods.

### 요 지

본 연구에서는 깊은 기초의 내진설계에 적용하기 위해, 지진하중에 의한 말뚝기초의 응답을 산출하여 비교, 검토하였다. 본 연구에서 사용된 해석 방법은 Subgrade Reaction Theory 및 탄성해석법과 같은 유사정적 해석방법, Prakash 및 Gazetas가 각각 제안한 동적 해석방법이며, 예제해석을 통해 말뚝의 최대 상대변위 및 최대 휨모멘트를 위의 각 방법을 이용해서 산출하였고, 그 결과를 각각 비교하였다. 또한 말뚝의 군효과를 근사적으로 고려하여 Novak에 의해 수행된 실험결과와 비교하였다.

---

\* 정회원, 고려대학교 공과대학 토목공학과 조교수

\*<sup>2</sup> 고려대학교 대학원 토목공학과

해석결과를 분석해 볼 때 Kaynia와 Kausel이 제안한 동적 Group Interaction Factor Approach에 의한 방법 및 Gazetas가 제안한 방법의 최대 상대변위는 실측치와 부합하게 산정되었으며, Prakash가 제안한 방법과 정적 Group Interaction Factor Approach에 의한 변위 및 휨모멘트는 과대평가되었다. 그러므로, 말뚝의 내진설계시에 동적 Group Interaction Factor Approach와 결합한 유사정적해석을 사용하고 Gazetas가 제안한 동적방법에 의해 이를 검토하는 것이 바람직하다.

## 1. 서 론

지진은 우리가 경험하는 자연재해 중에서 심한 지각변동과 막대한 인명 및 재산피해를 가져오는 무서운 현상이다. 이러한 지진은 지진다발 지역인 지진대에서 주로 발생하고 있으나 지진규모와 빈도의 차이는 있지만 지구표면 어디에서나 발생할 수 있다는 것이 지진학자들의 일반적인 견해이다. 특히 우리나라도 통념적으로 지진에 대한 안전지대로 인식되어 왔으나 역사기록으로 보면 많은 지진이 과거에 발생되었음을 볼 수 있으며 20세기에 들어와서도 지진활동이 활발해지고 있음이 여러가지 관측에서 볼 수 있다.<sup>(3)</sup>

그러므로 건물의 고층화와 밀집화 현상이 점점 심화되어 있는 우리의 현실을 비추어 볼 때 큰 규모의 지진이 발생한다면 그 피해가 대형화 될 우려가 있다. 따라서, 최근 우리나라에서도 지진으로 인한 재해를 최소한으로 감소 또는 방지하기 위하여 일반 건축 구조물의 내진설계를 의무화하도록 규정하고 있다.<sup>(4)</sup> 또한 구조물-지반 상호작용이 구조물의 내진해석에 크게 영향을 주기 때문에 이에 대한 관심이 고조되어 수 년전 부터 여러 학자들이 연구를 수행하여 많은 논문을 발표하고 있다.<sup>(4)</sup> 그러나 지진하중에 대한 지반-말뚝-구조물 시스템의 내진해석과 설계는 아직도 완전하게 정립되지 못한 실정이며, 지금까지 우리나라에서 원자력 발전소, 해양 구조물등과 같은 특수구조물과 몇몇 고층건물을 제외한 대부분의 일반 건축물에 대한 말뚝의 설계도 지반의 동적특성을 제대로 반영하지 않는 정적해석이 수행되고 있다.<sup>(7)</sup> 그러나 정적하중과 지진하중과의 하중특성은 근본적인 차이가 있으므로 이에 대한 설계를 추가하여야 한다.

따라서, 본 연구에서는 구조물 내진해석의 일환

으로 동적특성을 어느정도 반영하는 유사정적해석(Pseudo-Static Analysis)과 동적해석(Dynamic Analysis)을 병행 실시하여 수평하중에 대한 설계 기준인 최대 상대변위와 최대 휨모멘트를 주어진 지반-말뚝-구조물 모델을 통하여 산출하고 각 해석방법에 따라 비교하였다. 또한 실제지반이 비탄성체이므로  $p-y$  곡선을 이용하여 비선형 효과를 고려하였으며 말뚝 곡률에 의한 휨모멘트 및 휨모멘트를 검토하였다. 아울러 균말뚝에 의한 횡방향 변위의 증가 효과를 몇가지 방법을 이용하여 고려하고 Novak<sup>(13)</sup>에 의해 수행된 실험결과와 비교하였다.

## 2. 해석 방법 및 절차

### 2.1 유사정적해석(Pseudo-Static Analysis)

이 설계방법은 가장 간단하고 실제로 적용하기 쉬운 방법이다. 따라서, 여러나라에서 대부분 이 방법을 채택하고 있다. 그러나 이 방법을 효과적으로 이용하기 위해서는 처음에 말뚝기초에 대한 지진효과의 분명한 지식이 요구된다. 이러한 지진효과를 고려하기 위해 등가정적 수평하중(equivalent-static lateral load)이 대체되는데, 일반적으로 등가정적 수평하중은 진동구조물의 자중과 지진계수(seismic coefficient)의 곱으로 고려된다. 전체 수평 하중이 상부구조물의 등가정적해석(equivalent-static analysis) 및 동적해석으로부터 계산될 수 있는 저면 전단력(base shear)이라고 취해진다. 일단 이들 등가 정적하중이 지지하중과 같이 작용한다고 생각하고 그 이후에 Subgrade Reaction Theory와 탄성해석(elastic Analysis)과 같은 정적해석 방법으로 변위와 응력을 결정한다. 만일 이들 양이 안전한 허용치 안에 있으면 말뚝은 지진효과에 저항할 수 있다고 고려된다.

## 2.2.1 Subgrade Reaction Theory

1896년 Winkler에 의해 처음 제안되었던 지반 거동의 Subgrade Reaction Model은 지반이 일련의 불연속한 선형 탄성 스프링으로 대체된 모델이다. Winkler 지반 모델에서 한점의 응력 P와 변위 ρ는 수평재하에 대해 K<sub>h</sub>로 정의되는 지반계수를 통하여 관계된다고 가정한다. 그러므로 다음과 같은 관계가 성립한다.

$$P=K_h\rho \quad (1)$$

여기서, 계수 K<sub>h</sub>는 힘 / 길이<sup>3</sup>의 단위를 가지고 있다. 말뚝은 보통 거동이 보 방정식 (beam equation)에 의해 결정되는 얇은 Strip으로써 작용한다고 가정하여 평형방정식이 유도된다. 따라서, 축하중 항까지 고려한 수평재하 말뚝의 변위에 대한 기본 방정식은 다음과 같다.

$$E_p I_p \frac{d^4 \rho}{dz^4} + (P_z) \frac{d^2 \rho}{dz^2} + K_h \rho d = 0 \quad (2)$$

여기서, ρ는 변위, z는 깊이, P<sub>z</sub>는 깊이 z에서 말뚝에 대한 축하중, d는 말뚝의 폭 혹은 직경이다.

실제로 말뚝은 깊이에 따른 임의의 점에서 하중과 변위사이의 관계가 비선형이다. 따라서 이러한 효과를 고려하기 위해서 몇가지 방법들이 제안되었으나 그중에서 가장 많이 사용되는 방법이 그림 1에서 보는 바와 같이 깊이에 따른 일련의 p-y 곡선을 이용하는 것이다.

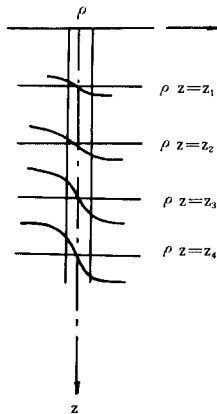


그림 1. p-y 곡선<sup>(9)</sup>

### ● p-y 곡선의 작성

p-y 곡선을 작성하기 위한 설계방법은 현장시험 결과에 바탕을 두고 있고 단기 정적하중 및 반복하중을 받는 포화 연약점토에 대해서 Matlock<sup>(9)</sup>에 의해 이루어진 것을 필두로 계속해서 다른 경우에 대해서도 Reese 등에 의해 이루어졌다. 본 연구에서는 Cox와 McCann<sup>(9)</sup>이 제안한 방법을 사용하여 p-y 곡선을 작성하였다.

### ● 해석에 사용한 Computer Program 'LATPI 3'

식(2)의 미분방정식의 해법이 유한차분법에 의해 작성되었다. Beam-Column 방정식으로 알려진 결과식은 다음과 같다.

$$R_{i-1}y_{i-2} + (-2R_{i-1} - 2R_i + P_z h^2)y_{i-1} + (R_{i-1} + 4R_i + R_{i+1} - 2P_z h^2 + E_s h^4)y_i + (-2R_i - 2R_{i+1} + P_z h^2)y_{i+1} + R_{i+1}y_{i+2} = 0 \quad (3a)$$

여기서, R<sub>i</sub>=(EI)<sub>i</sub>: 말뚝의 휨강성, P<sub>z</sub>: 축하중, y: 변위, h: Segment의 길이

$$\begin{aligned} a_i &= R_{i-1} \\ b_i &= -2R_{i-1} - 2R_i + P_z h^2 \\ c_i &= R_{i-1} + 4R_i + R_{i+1} - 2P_z h^2 + E_s h^4 \\ d_i &= -2R_i - 2R_{i+1} + P_z h^2 \\ e_i &= R_{i+1} \end{aligned}$$

이라 하면 윗식은 다음과 같다.

$$a_i y_{i-2} + b_i y_{i-1} + c_i y_i + d_i y_{i+1} + e_i y_{i+2} = 0 \quad (3b)$$

Program 'LATPI3'은 위의 해석기법으로 구성되어 있고 전절에서 작성된 p-y 곡선이 입력으로 사용된다.

### 2.1.2 탄성 해석(Elastic Analysis)

이 해석방법은 실제지반을 이상적인 연속탄성체로 가정하고 말뚝의 거동을 묘사하는 방법이다.<sup>(16)</sup> 이 방법에 대해 여러학자들이 논문을 발표하였는데 대부분 원리가 비슷하며, 본 연구에서는 그 중에서도 Poulos<sup>(16)</sup>가 제안한 Floating 말뚝의 탄성해석을 이용하였다.

### ● 지반계수가 깊이에 따라 일정한 경우

#### 1) 변위

지반계수가 깊이에 따라 일정한 경우의 최대 상대변위가 자유단 말뚝(Free Head pile)과 고정단 말뚝(fixed head pile)에 대해 다음과 같이 표현된다.

$$\rho = \frac{H}{E_s L} \left( I_{\rho H} + \frac{e}{L} I_{\rho M} \right) F \rho$$

(자유단 말뚝) (4a)

$$\rho = I\rho_F \left( \frac{H}{E_s L} \right) / F\rho_F \quad (\text{고정단 말뚝}) \quad (4b)$$

- 여기서, H : 작용 수평하중  
 E<sub>s</sub> : 지반의 탄성계수  
 L : 말뚝의 관입깊이  
 e : 하중의 편심  
 Iρ<sub>H</sub>, Iρ<sub>M</sub> : 수평하중과 모멘트에 의해 생긴 변위에 대한 탄성 영향 계수  
 Iρ<sub>F</sub> : 고정단 말뚝에서 수평하중에 대한 변위 영향계수  
 Fρ : 자유단 말뚝의 항복-변위 계수  
 Fρ<sub>F</sub> : 고정단 말뚝의 항복-변위 계수

식(4)에서 각각의 Iρ값은 다음식으로 표시되는 말뚝 유연도 계수(Flexibility Factor)와 세장비(L/d)의 함수이며 Poulos<sup>(6)</sup>에 의해 설계목적으로도 도표화되었다.

$$K_R = \frac{E_p I_p}{E_s L^4} \quad (5)$$

여기서, E<sub>p</sub>는 말뚝의 탄성계수이며, I<sub>p</sub>는 말뚝의 단면 2차 모멘트이다.

### 2) 모멘트

자유단 말뚝의 최대 모멘트를 그림 2에 나타내었다. 이 최대 모멘트는 전형적으로 지표면 아래 0.1L-0.4L 사이에서 일어난다. 고정단 말뚝에서는

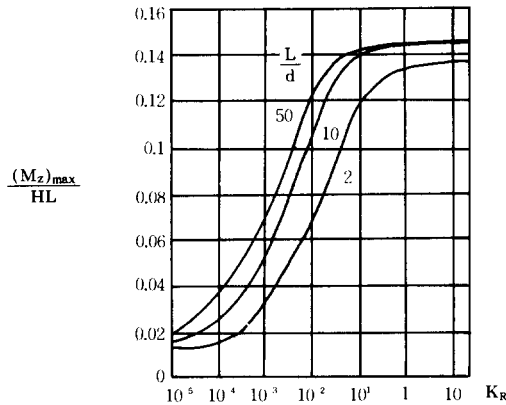


그림 2. 자유단 말뚝의 최대 모멘트<sup>(6)</sup>

말뚝두부의 회전이 억제되므로 여기서 최대모멘트가 발생하고, 이 억제에 필요한 모멘트를 고정모멘트(fixing moment)라 부른다.(그림 3 참조)

3) 모멘트의 국부적인 항복(local yield)에 대한 영향

항하중과 모멘트 하중의 국부적인 항복에 대한 효과는 탄성해석으로부터 얻은 모멘트를 말뚝두부의 항복시 모멘트로의 보정이며, 실제적인 목적에서 무차원 모멘트 M<sub>z</sub>/HL의 최대값은 H/H<sub>u</sub> = 0.38(H<sub>u</sub>: 극한 지지력)에 대한 탄성값의 약 2배이다.<sup>(6)</sup>

● 지반계수가 깊이에 따라 선형적으로 증가하는 경우

이 해법에서 지반계수 E<sub>s</sub>는 임의의 깊이 z에서 계수가 E<sub>s</sub>=N<sub>h</sub>Z가 되도록 지표면으로부터 깊이에 따라 선형적으로 증가한다고 가정되었다. 말뚝 유연도 계수는 지반계수가 일정한 지반에서처럼 다음과 같이 정의된다.

$$K_N = \frac{E_p I_p}{N_h L^5} \quad (6)$$

말뚝 심부의 변위는 다음식으로 구한다.

$$\rho = \frac{H}{N_h L^2} (I\rho_H' + \frac{e}{L} I\rho_M') / F\rho' \quad (\text{자유단 말뚝}) \quad (7a)$$

$$\rho = \frac{H}{N_h L^2} I\rho_F' / F\rho_F' \quad (\text{고정단 말뚝}) \quad (7b)$$

여기서, Iρ<sub>H</sub>', Iρ<sub>M</sub>': 자유단 말뚝의 수평하중과

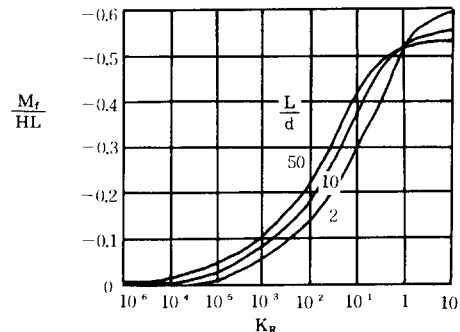


그림 3. 말뚝부두에서 고정단 말뚝의 고정모멘트<sup>(6)</sup>

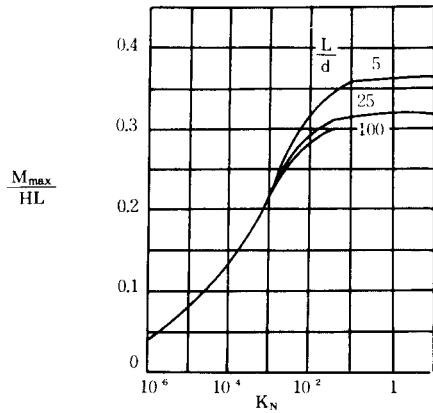


그림 4. 국부적 항복을 받는 자유단 말뚝의 최대 모멘트<sup>(16)</sup>

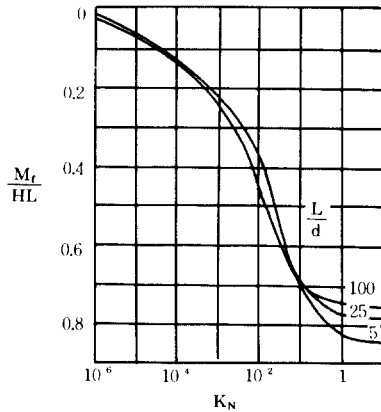


그림 5. 국부적 항복을 받는 고정단 말뚝의 고정 모멘트<sup>(16)</sup>

모멘트에 의해 생긴 변위에 대한 탄성영향계수

$I\rho_F'$ : 고정단 말뚝의 탄성영향계수

$F\rho'$ : 자유단 말뚝의 항복변위계수

$F\rho_F'$ : 고정단 말뚝의 항복변위계수

자유단 말뚝의 최대모멘트 및 고정단 말뚝의 고정모멘트는 각각 그림 4와 그림 5로부터 구할 수 있다. 그림 4와 그림 5를 그림 2와 그림 3과 비교할 때 지반계수가 깊이에 따라 선형적으로 증가하는 경우, 말뚝에 발생하는 모멘트는 지반계수가 깊이에 따라 일정한 경우보다 큰 것을 알 수 있다.

## 2.2 동적해석

### 2.2.1 Chandrasekaran과 Prakash가 제안한 방법

Chandrasekaran과 Prakash는 동적하중을 받는 지반-말뚝 상호작용 모델을 집중질량, 스프링, Dashpot으로 나타내어 동적 말뚝기초의 거동 해석과 함께 실험을 병행하여 해석을 실시하였으며<sup>(8), (17)</sup>, 각종 Parametric Study를 통하여 지반-말뚝 시스템의 고유 진동주기를 구할 수 있는 식을 제안하여, 이 고유진동 주기를 첫번째 모드로 하여 상부구조물이 말뚝머리에 집중된 단자유도계(single-degree of system)로 가정한 설계 응답 스펙트럼을 이용하여 상부구조물 혹은 말뚝두부의 횡방향 변위를 구할 수 있도록 하였다. 또한

Parametric Study로부터, 말뚝에 걸리는 최대 휨모멘트를 계산할 수 있는 공식과 표를 제시하였다. 원 제안자의 해석자체가 동적해석이었고, 응답 스펙트럼을 이용한다는 면에서 이 방법을 가장 단순한 동적해석 형태로 볼 수 있다. 이에 대한 해석 및 설계법의 개략은 다음과 같다.

고유 진동수는 다음식으로 계산된다.

- 지반반력계수가 깊이에 따라 일정할 때

$$\omega_{n1} = F_{CL1} / \sqrt{\left(\frac{W}{gK_h R}\right)} \quad (8a)$$

여기서, W: 말뚝상단에 작용하는 구조물의 중량

$K_h$ : 동적 지반 반력계수

R: 상대강성계수(=  $4\sqrt{(EI/K_h)}$ )

$F_{CL1}$ : 무차원 진동수계수(Frequency Factor)(그림 6 참조)

- 지반반력계수가 깊이에 따라 선형적으로 증가할 때

$$\omega_{n1} = F_{SL1}(cr F_{SL1}) / \sqrt{\left(\frac{W}{gN_h T^2}\right)} \quad (8b)$$

여기서,  $N_h$ : 동적 지반반력계수의 깊이에 따른 증가율

T: 상대강성계수 ( $5\sqrt{(EI/N_h)}$ )

$F_{SL1}$ (자유단말뚝),  $F_{SL1}'$ (고정단말뚝): 진동수계수(그림 6)

이 방법을 이용한 말뚝기초의 내진해석 및 설계 순서의 개략은 다음과 같다.

- ㉑ 동적 지반반력계수(dynamic soil modulus)  $K_h$  혹은  $N_h$ 를 측정한다. 실제 자료가 없을 경우에는 정적 횡하중 실험결과를 공학적 판단에 의해 수정하여 사용한다.
- ㉒ 지반반력계수를 사용해서 상대강성계수  $R$  혹은  $T$ 를 계산한다.

㉓ 최대깊이계수  $Z_{max}$  ( $= \frac{L}{R}$  혹은  $T$ )를 산정한다.

㉔  $Z_{max}$ 값과 말뚝 경계조건에 의해 진동수계수를 그림 6으로 부터 선택한다.

㉕ 말뚝에 작용하는 사하중을 추정한다.

㉖ 식(8)에서 첫번째 모드의 고유진동수  $\omega_{n1}$ 을 계산한다.

㉗ 진동주기  $T_{n1}$ 을 계산한다.  $T_{n1} = \frac{2\pi}{\omega_{n1}}$

㉘ 계산한 진동주기  $T_{n1}$ 을 이용하여 가정한 지반-말뚝 시스템의 감쇠계수(5%~10%)로 그림 7에서 Spectral Displacement,  $S_d$ 를 구한다. 이  $S_d$ 가 말뚝상단의 최대 상대변위가 된다. 지금 그림 7에서 사용된 최대지반가속도는 0.2g이다. 그러나 지역에 따라 사용되는 최대 지반가속도는 다르며, 이 경우에는 단순비례를 이용하여 계산하면 된다.

㉙ 말뚝단면에 걸리는 최대 휨모멘트  $M_{max}$ 를 계산한다.

- 지반반력계수가 깊이에 따라 일정할 때

$$M_{max} = A_{me} \times K_h R^2 \times S_d$$

여기서,  $A_{me}$ 는 표 1에서 구할 수 있다.

- 지반반력계수가 깊이에 따라 선형적으로 증가할 때

$$M_{max} = B_{me} \times N_h T^3 \times S_d$$

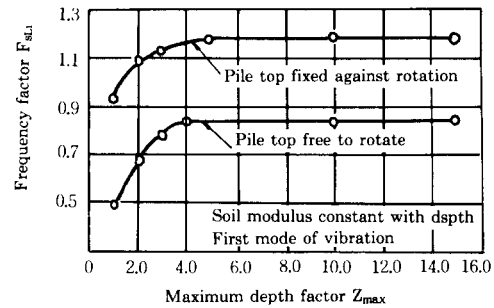
여기서,  $B_{me}$ 는 표 2에서 구할 수 있다.

표 1. 계수  $A_{me}$ 의 최대값<sup>(8, 10)</sup>

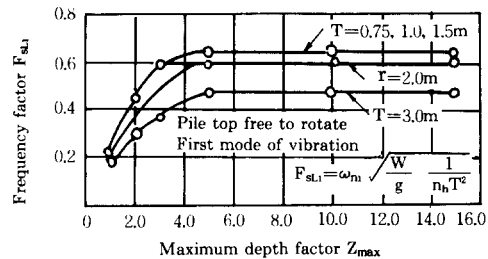
Maximum depth factor $Z_{max}$	Coefficient $A_{me}$		
	Pile top free to rotate	Pile fixed at top against rotation	
		-ive	+ive
2	0.13	0.9	0
3	0.24	0.9	0.04
5-15	0.32	0.9	0.18

표 2. 계수  $B_{me}$ 의 최대값<sup>(8, 10)</sup>

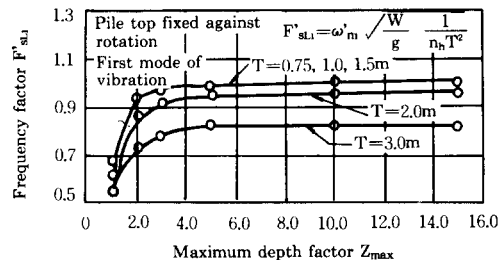
Maximum depth factor $Z_{max}$	Coefficient $B_{me}$		
	Pile top free to rotate	Pile fixed at top against rotation	
		-ive	+ive
2	0.100	0.93	0
3	0.255	0.93	0.10
5-15	0.315	0.90	0.28



(a)



(b)



(c)

그림 6. 첫번째 모드에서 무차원 진동수 계수<sup>(8, 17)</sup>

### 2.2.2 Gazetas가 제안한 방법

Gazetas는 수직으로 전파하는 조화 전단파(harmonic S-wave)로 인한 선단지지 단말뚝의 동적거동을 3가지 지반모델에 대해 Kinematic Interaction과 Inertial Interaction으로 나누어 해석을 실시하였으며(그림 8), 포괄적인 Param-

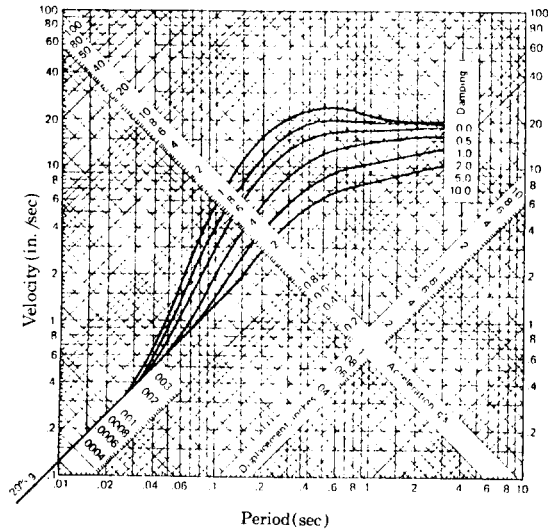
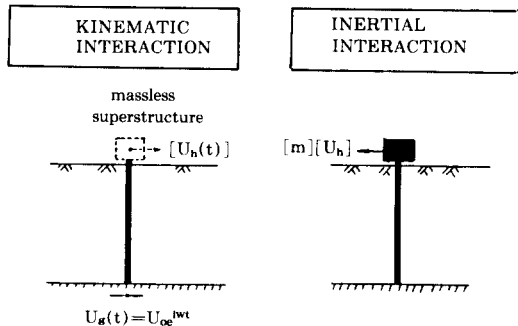
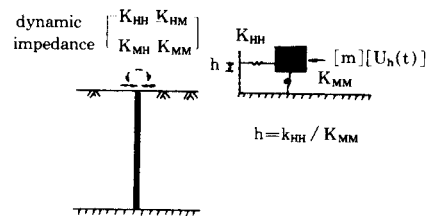
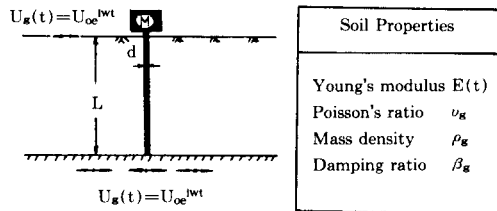


그림 7. 설계 응답 스펙트럼<sup>(8, 17)</sup>

etric Study를 통하여 무차원 도표와 공식으로 결과를 제시하였다.<sup>(11)</sup> 또한 이들 결과를 무차원 Interaction Factor, Amplification Factor 및 말뚝두부 임피던스의 형태로 제시하였고, 그의 연구결과 지반층에 대한 응답에 가장 영향을 주는



요소가 강성비( $E_p / E_s$ ), 세장비( $L / d$ ), 진동수비( $f / f_1$ ), 상대진동수비( $f_{st} / f_1$ )임을 발견하였다.

여기서,  $f$  : 작용하중의 진동수

$f_1$  : 교란되지 않은 지반의 고유진동수

$f_{st}$  : 말뚝으로 지지된 상부구조물의 고유진동수

● Kinematic Interaction 효과

상부 구조물이 세워지지 않은 상태에서 말뚝의 상단거동과 자유장지표면에서의 지반 거동이 차이를 보이는 현상이며 이 효과를 고려하기 위하여 변위 및 회전각에 대한 Kinematic Interaction Factor

$$I_U = \frac{u_p}{u_o} \quad I = \frac{\varphi_o \Gamma_o}{u_o} \quad (9a)$$

와 변위 및 회전각 Kinematic Amplification Factor

$$A_U = \frac{u_p}{u_g} \quad A = \frac{\varphi_p u_p}{u_g} \quad (9b)$$

를 도입함으로써 묘사하였다.

여기서,  $\Gamma_o$ : 말뚝의 반경(=d/2)

(a) Geometry of soil-pile-structure interaction

(b) Decomposition into kinematic and inertial interactions

(c) Two-step analysis of inertial interaction

$u_p, u_0$  : 말뚝 상단과 자유장(Free Field)에서의 지반에 대한 수평변위의 Amplitude

이들은 진동수계수  $f/f_1$ 에 따라 강성효과, 지반 모델에 따른 효과, 세장비의 영향을 고려한 Kinematic Interaction Factor 및 Kinematic Amplification Factor가 Parametric Study 결과로 나타나 있다. 그중에서 이들 모든 영향을 모두 고려한 Displacement Kinematic Interaction Factor,  $I_u$  값이 무차원 진동수 계수(dimensionless frequency parameter)에 따라 산정되어 다시 도표화 되었다.(그림 9)

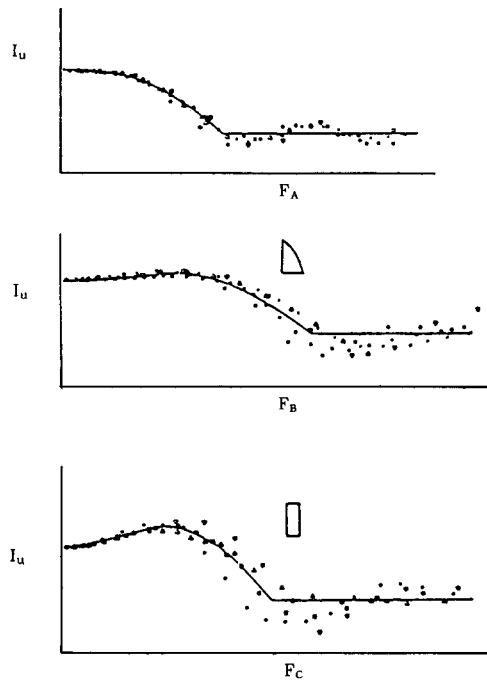


그림 9. Kinematic Interaction Factors,  $I_u^{(11)}$

여기서, 진동계수는

$$\text{지반모델 A: } F_A = f/f_1 (E_p/E_s)^{0.10} (L/d)^{-0.40}$$

$$\text{지반모델 B: } F_B = f/f_1 (E_p/E_s)^{0.16} (L/d)^{-0.35}$$

$$\text{지반모델 C: } F_C = f/f_1 (E_p/E_s)^{0.30} (L/d)^{-0.50}$$

이다. 각각의 평균곡선 주위의 Data Point 분산이 실제적인 적용에 대해 매우 적기 때문에 Interaction Factor,  $I_u$ 의 값이 쉽게 계산될 수 있고 적절한 지반모델의 평균곡선으로부터 산정될 수 있다.

### ● Inertial Interaction 효과

Inertial Interaction은 완전한 지반-말뚝-구조물 시스템에서 상부 구조물의 D'Alembert Forces -  $M\ddot{u}_k$ 에 의한 지반의 응답을 말한다. 이러한 효과는 Swaying, Rocking 및 Coupled Swaying-Rocking Oscillation에 관련된 3개의 동적 임피던스  $\kappa_{HH}, \kappa_{MM}, \kappa_{HM}$ 으로 쉽게 표현될 수 있고 다음과 같다.

$$\kappa = K(k + 2iD) \quad (10)$$

여기서, K : 특정모드에서 정적 강성계수

k : 말뚝의 동적 강성계수 [=K( $\omega$ )]

D : [=D( $\omega$ )] 시스템의 감쇠계수

마지막으로 이들 두 효과를 중첩하여 전 시스템에 대한 동적응답을 계산하게 된다.

### 2.3 말뚝의 최대곡률 산정

Oweis는 지진으로 인한 지반운동(ground motion)동안 설계를 지배하는 말뚝의 최대곡률(휨응력)을 계산할 수 있는 간단한 방법을 제안하였다.<sup>(14)</sup>

제안된 방법의 주요가정은 첫째, 지반의 전단응력과 변형은 암반으로부터 수직으로 전파하는 전단파(shear wave)의 결과이고 둘째, 말뚝은 지반과 동일하게 거동한다는 것이다. 이 기본적인 단계는 (1) 지반계수에 부합하는 변형을 사용한 지진 전단변형의 산정과 (2) 깊이에 따른 전단변형의 변화율로 곡률을 산정하는 것이다.

곡률을 산정하기 위한 절차는 다음과 같다.

1) Site Period  $T_s$ , 각 지반층의 최대 전단계수 및 Modal 감쇠비 0.1에 대한 암반-지반 Interface에서의 Rock Motion에 대한 응답 스펙트럼을 알아야 한다.

2) 지반의 저면에서 최대 전단응력  $\tau_b$ 와 지표면 아래 임의의 깊이 z에서의 최대 전단응력  $\tau_z$ 는 다음식으로 계산한다.

$$\tau_b = 0.7 \frac{S_{a1}}{g} \sigma_{vb} \left( \frac{S_{a2}}{S_{a1}} < 4 \right) \quad (11a)$$

$$\tau_b = (0.6 \frac{S_{a2}}{S_{a1}} - 1.7) \frac{S_{a1}}{g} \sigma_{vb} \left( 4 < \frac{S_{a2}}{S_{a1}} < 5 \right) \quad (11b)$$



$$\frac{\tau_z}{\tau_b} = \frac{z}{H} \left( 2 - \frac{z}{H} \right) \quad (11c)$$

여기서,  $S_{a1}, S_{a2}$ : Rock에서의 응답스펙트럼에서 첫째 및 두번째 모드에서의 절대가속도 응답값<sup>(14)</sup>

$T_1$ : Site Period  $T_s$ 와 동일하다.

$T_2$ :  $0.3T_1$  내지  $0.5T_1$

$H$ : 지반의 두께

$\sigma_{vb}$ : 지반의 저면에서 전체 수직응력

3) 전단변형은 전단응력하의 수축곡선<sup>(14)</sup>과 식(12)로부터 얻어진다.

$$\epsilon_i = \frac{\tau_i}{G_i} \quad (12)$$

여기서,  $G_i$ : 수축곡선으로부터 얻어진 각 층의 전단계수

$\tau_i$ : 층  $i$ 의 중간점에서의  $\tau_z$

$G_{max}$ : 작은 전단변형에서의 전단계수

4) 곡률의 산정은 Backward Difference Method 를 사용해서 다음과 같이 최대값을 얻는다.

$$(C_i)_{max} = \frac{2\epsilon_i}{H_i + H_{i-1}}, \quad i=2, n$$

여기서,  $H_i$ :  $i$  지반층의 두께

$n$ : 지반의 층수

5) 말뚝 휨응력 및 휨모멘트 산정을 다음식으로 한다.

$$\sigma = \frac{Mr}{I}, \quad C = \frac{M}{EI}, \quad \sigma = CEr \quad (13)$$

여기서,  $r$ : 말뚝의 반경

위의 방법에 대한 적용시에 상부구조물의 효과를 고려하지 못할지라도 지반-말뚝 시스템의 휨효과는 고려할 수 있다.

## 2.4 균효과

전절에서 서술한 방법은 단(single) 말뚝에 대한 해석의 경우이다. 그러나 설계시 균말뚝에 의한 횡방향 변위의 증가효과가 고려되어야 한다. 정확

한 균효과와 산정을 위해서는 균 말뚝 전체에 대한 해석이 실시되어야 하나<sup>(6)</sup> 해석이 복잡하기 때문에 단지 균말뚝 상호간의 Interaction만을 고려한 근사법이 설계시에 적당하다. 따라서 본 연구에서는 정적 Interaction Factor Approach, Prakash 방법, Kaynia와 Kausel이 제안한 방법, Gazetas 방법으로 구한 균 효과가 고려되었다.<sup>(6), (12), (13), (16), (17)</sup>

### 2.4.1 Interaction Factor Approach

이 방법은 Poulos가 제안한 방법으로 정적 하중에 대한 Interaction Factor가 표의 형태로 제시되어 있다.<sup>(13), (16)</sup> 이는 균효과를 수평하중과 모멘트하중을 받는 2개의 인접 말뚝사이의 Interaction Factor를 유도하여 일반적인 균 말뚝으로 확장시켰다. 이 Interaction Factor는 다음과 같이 정의된다.

$$\alpha\rho = \frac{\text{인접말뚝에 기인한 추가변위}}{\text{자기하중(Own Loading)에 기인한 변위}} \quad (14)$$

위의  $\alpha\rho$ 는 다양한 하중조건 및 경계조건에 대해 도표로 제시되어 있다.<sup>(16)</sup>

동일한 하중을 받는  $n$ 개의 말뚝에 의한 균효과를 고려한 변위와 단말뚝의 변위사이의 관계는 다음과 같다.

$$u_G = u_i \sum_{r=1}^n a_r \quad (15)$$

이 방법은 말뚝사이의 간격이 좁을 때 또는 말뚝수가 적을 때 유효하며, 동적 균효과로 산정된 경우와는 차이가 있으므로 수정이 요구된다. 그러나 낮은 진동수에서는 어느정도 정확하다고 알려져 있다.<sup>(16)</sup>

### 2.4.2 Prakash가 제안한 방법의 균효과

Prakash는 정하중 조건에 대해 하중이 작용하는 방향에서 말뚝중심간의 간격이 8d이하이고 하중 작용방향의 직각방향에서 적어도 2.5d이하일때는 균효과가 존재한다고 제안하였다. 하중이 작용하는 방향으로 간격이 3d이면 균 말뚝의 지지력 계수값은 단 말뚝값의 25%가 취해지며 다른 간격에서는 보간법이 적용된다. 또한 반복하중의 작용시에는 변위가 증가하므로(50회 반복 이상에서 첫하중 작용시에 비해 최소 2배이상) 위의 모든 경우를

고려했을 때  $k_{\text{group}}$ 은  $k_{\text{single}}$ 의 10%이하가 된다고 제시하였다. 그러나 위에서 제안된 방법은 균효과가 정확히 고려되지 않은 방법이므로 본 연구에서는 근사적으로 다른 방법과 비교하는데 사용되었다.

#### 2.4.3 Kaynia와 Kausel이 제안한 방법

Kaynia and Kausel은 3차원 연속체를 사용하여 균 말뚝의 동적 거동을 산정하기 위해 해를 공식화 하였고 동적 균효과와 산출을 위해 Poulos의 중첩 구조에 대한 적용성을 조사했다.<sup>(12), (13)</sup> 그들이 제안한 동적 Interaction Factor는 다음과 같이 정의된다.

$$\text{동적 Interaction Factor} = \frac{\text{말뚝 2의 동적변위}}{\text{말뚝 1의 정적변위}} \quad (16)$$

또한 수평하중을 받는 수평변위 및 회전각에 대한 Interaction 곡선이 이들에 의해 표로 제시되었다.<sup>(12), (13)</sup>

위의 식에서 말뚝 1의 정적변위는 단말뚝에 대해서 설정되고 말뚝 2의 변위는 말뚝 1의 단위 조화 하중에 의해 원인이 된다. 제안된 그림에서 보듯이 Interaction Factor는 Frequency Dependent 하며 Interaction의 진동성질을 설명해주고 있다. 이 방법으로 산정한 결과는 Novak의 실험결과와 비교적 잘 일치하고 있음을 보여주고 있다.<sup>(13)</sup>

#### 2.4.4 Gazetas방법의 균효과

본 연구에서는 선단지지 단 말뚝의 지진응답을 비교할 목적으로 Prakash가 제안한 균효과에 입각하여 확장하였다. 해석시 균말뚝의 강성은 단말뚝 강성의 10%를 말뚝본수와 함께 고려해 근사적으로 산정하였다. 이를 해석할 때에는 반무한체 해석 Program을 이용하였으며 Coupling Term을 무시한 말뚝의 정적 강성계수, 동적 강성계수, 동적 감쇠계수, 구조물의 제원 및 지반의 전단계수등이 입력으로 사용되었다.

### 3. 예제해석

본 절에서는 이제까지의 말뚝의 각 해석방법을 비교분석하기 위하여 실제 원전구조물의 격납용기와 Shear Building을 설계목적에 맞게 모델링하고

말뚝의 응답을 구하여 상호비교함으로써 실용화가 가능한 내진 설계법을 찾고자 하였다.

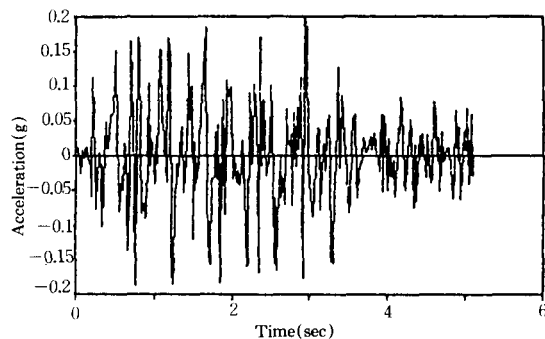
### 3.1 지반의 효과

#### 3.1.1 지반의 동역학적 특성

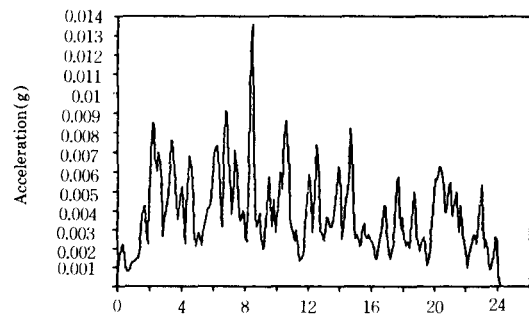
지진과 같은 강한 진동으로 인한 비선형효과를 고려하기 위해 지반의 변형률에 따른 동적물성치의 변화를 감안해 주어야 한다. 본 논문에서는 Seed와 Idriss가 제안한 감쇠비-변형률곡선, 응력-변형률 곡선<sup>(19)</sup>을 이용하여 지반의 동역학적 특성을 산출하였다.

#### 3.1.2 1차원 파 전파 이론

선형 점탄성 이론을 통하여 수직방향으로 전파하는 전단파에 대한 응답을 산출하기 위한 방법이다. 이 방법에 바탕을 둔 program 'SHAKE'를



(a)



(b)

그림 10. (a) 인공지진파에 대한 시간이력곡선  
(b) 인공지진파에 대한 주파수 이력곡선

이용하여 동역학적 특성치와 자유장에서 응답을 산출하였다.<sup>(16)</sup>

### 3.2 구조물의 응답산정

#### 3.2.1 입력지진

본 해석에서 사용된 입력지진은 우리나라의 지반특성과 역사지진 및 계측지진 자료를 바탕으로 최대가속도 포락함수, 유효지속기간, 지진파의 진동수 성분등을 분석, 통계적 방법으로 작성된 인공지진파에서 256개의 점을 선별하여 기저암반에 입력하였다.<sup>(3), (4)</sup> 이 논문에서 제안한 최대가속도는 0.2g이다. 이에 대해 설계를 수행하였고 또한 우리나라의 건축 구조물의 내진규준에 적용되는 최대가속도 약 0.12g 및 원전구조물 설계시 사용되는 0.26g에 대해서도 위 인공지진파를 선형보간법으로 구한 값을 이용해 해석에 적용하였다. 그림 10은 0.20g에 대한 인공지진파의 시간 이력곡선과 주파수 이력곡선이다.

#### 3.2.2 내진 규준에 의한 구조물의 응답산정

말뚝의 유사정적 해석의 일환으로 우리나라 건축구조물 내진규준에 나와 있는 지진계수를 이용해 각 경우의 저면전단력 및 저면모멘트를 산출했고 반무한체 해석에 의한 값과 비교하였다.

#### 3.2.3 반 무한체 해석

반 무한체 해석은 지반을 스프링과 Dashpot으로 모델링하여 동적거동을 표현하는 방법으로 기초깊이에서 산정된 응답가속도와 Elsabee와 Morray가 제안한 전달함수를 이용하여 수평가속도와 회전가속도를 산출하여 이용하였다. 또한 근사적으로 말뚝의 임피던스 함수를 이용하여 말뚝상단의 변화를 산출하였다. 이 해석은 수평 및 회전 조화운동이 가해졌을때 다음 운동방정식으로 만들어진 Program을 사용하였다.<sup>(4), (20)</sup>

$$\begin{Bmatrix} P \\ M \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} (k_1 + ia_0c_1) & 0 \\ 0 & (k_2 + ia_0c_2) \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} u \\ \varphi \end{Bmatrix} \quad (17)$$

#### 3.2.4 말뚝의 설계하중

일단 상부구조물의 저면전단력과 저면모멘트가 결정되면 단 말뚝의 설계하중을 결정하여야 한다. 본 논문에서는 말뚝당 작용하중이 다르지만

해석의 단순화를 위해 개략적으로 말뚝의 본수를 산출하는 관용법이 이용되었다.<sup>(7)</sup> 이 방법은 단면용력법과 동일하며 연직하중 및 전도모멘트에 대해서는 연직반력으로서 평형을 유지시키고 수평하중에 대해서는 말뚝의 수평저항력으로서 평형을 유지시키는 방법이다.

### 3.4 예제적용

설계를 위해 선택된 구조물의 제원 및 형상이 각각 표 3과 그림 11에 수록되어 있고 지반의 입력값은 그림 12와 같다. 이 입력값은 Seed와 Idriss가 제안한 관계식을 지반특성에 맞게 지반모델 A와 B의 두가지 경우에 대해 실시하였다. 또 이에 대한 동역학적 특성치 및 말뚝의 제원이 각각 표 4와 5에 나타나 있다. 본 논문에서는 내진 규준에 의한 응답값을 말뚝의 설계를 위해 이용하였다. 일단, 구조물의 저면에서 저면전단력과 저면모멘트를 산정한 후 단말뚝의 본당설계하중은 관용법을 사용하여, 연직하중과 함께 모멘트를 고려하여 구한후 해석하였다. 단지, 여기서는 해석의 복잡성을 피하기 위하여 하중 작용방향과 수직 방향으 배치된 말뚝에 대해서는 동일한 하중이 작용한다고 가정하였고 아울러 구조물의 저면전단력과 저면모멘트는 기초의 도심에서 작용한다고 가정하고 해석을 실시하였다. 모멘트를 고려한 단말뚝의 해석은 양쪽 경계말뚝중 압축에 대한 경우에 한해서 수행하였다. 군 말뚝의 해석시에도 이 단말뚝을 기준으로 하여 인접 다른 말뚝의 Interaction 효과를 고려하여 해석을 실시하였으며, 10d이상의 말뚝 Interaction 효과는 무시하였다.

본 연구에서는 곡률(curvature)을 산정할 때 이용한 Rock-Soil Interface에서의 응답가속도는 그림 13 및 그림 14에 나타나 있다.

## 4. 결과 및 분석

1차원 파전파 이론을 이용하여 저면 입력 가속도를 구하고 이를 입력치로 반 무한체 해석을 수행하여 얻은 구조물 응답 및 내진규준으로부터 구한 응답이 도표 6에 표시되어 있다. 송<sup>(4)</sup>에서의 결과

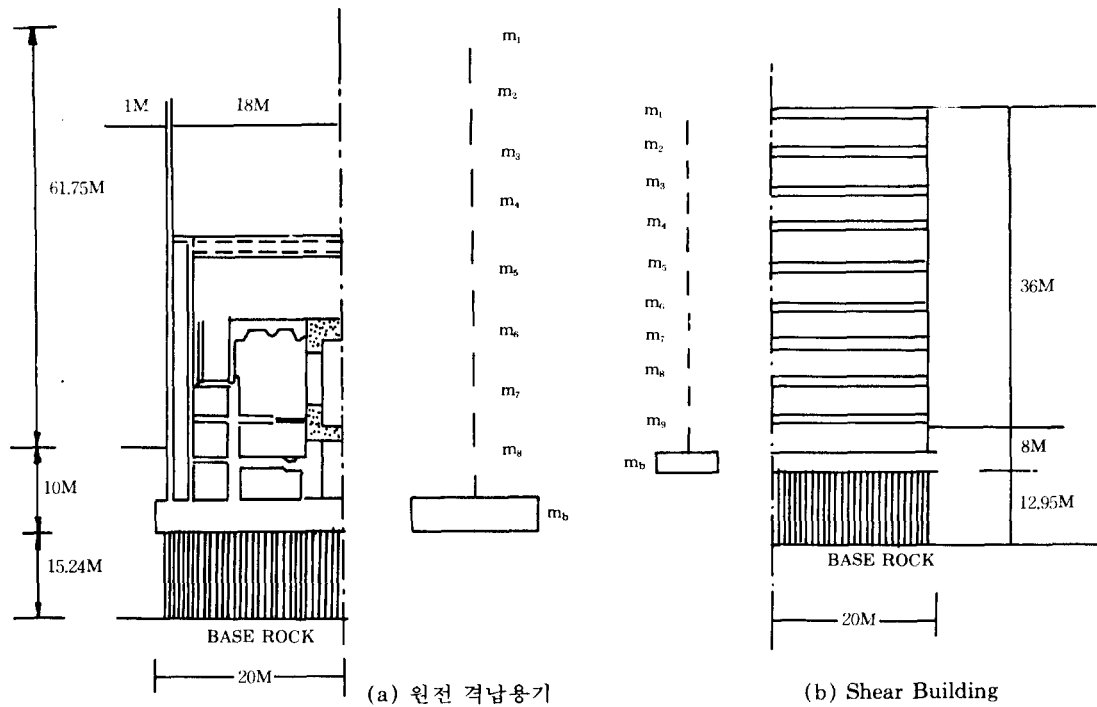


그림 11. 원전 격납용기와 Shear Building의 모델링

도표 3. 구조물의 특성  
(a) 원전 격납용기

NODE	ELEMENT No.	HEIGHT hi(m)	MASS (kg)	AREA (m <sup>2</sup> )	MOMENT OF INERTIA (m <sup>2</sup> )
1		71.75	1.45×10 <sup>6</sup>		
2	1	64.25	2.90×10 <sup>6</sup>	91.1	9588.9
3	2	56.75	2.90×10 <sup>6</sup>	116.2	19905.9
4	3	56.75	2.90×10 <sup>6</sup>	116.2	19905.9
5	4	41.75	2.90×10 <sup>6</sup>	116.2	19905.9
6	5	34.25	2.90×10 <sup>6</sup>	116.2	19905.9
7	6	26.75	2.90×10 <sup>6</sup>	116.2	19905.9
8	7	19.25	2.90×10 <sup>6</sup>	2116.2	19905.9
BASE	8	0.0	5.95×10 <sup>6</sup>	1256.6	125663.7

E=4.26×10<sup>6</sup> psi    ξ=5%    ν=0.2

(b) Shear Building

NODE	ELEMENT No.	HEIGHT hi(m)	MASS (kg)	AREA (m <sup>2</sup> )	MOMENT OF INERTIA (m <sup>2</sup> )
1		44.0	1.0×10 <sup>6</sup>		
2	1	40.4	1.5×10 <sup>6</sup>	20	1.667
3	2	36.8	1.5×10 <sup>6</sup>	20	1.667
4	3	33.2	1.5×10 <sup>6</sup>	20	1.667
5	4	29.6	1.5×10 <sup>6</sup>	20	1.667
6	5	26.0	1.5×10 <sup>6</sup>	20	1.667
7	6	22.4	1.5×10 <sup>6</sup>	20	1.667
8	7	11.6	1.5×10 <sup>6</sup>	20	1.667
BASE	8	0.0	3.14×10 <sup>6</sup>	800	106666.7

E=4.26×10<sup>6</sup> psi ξ=5% ν=0.2

Layer 1	15 ft	Layer 1	10 ft
		Layer 2	10 ft
Layer 2	15 ft	Layer 3	10 ft
		Layer 4	10 ft
Layer 3	20 ft	Bed rock	

Bed rock

γ=125pcf,  
ν=0.33,  
φ=35°,  
N<sub>h</sub>=65pci,  
D=75%

γ=120pcf,  
ν=0.33,  
φ=30°  
N<sub>h</sub>=42pci,  
D<sub>r</sub>=60%

구 분	G(ksf)	β	구 분	G(ksf)	β
Layer 1	1484	0.1	Layer 1	1039	0.1
Layer 2	2099	0.1	Layer 2	1469	0.1
Layer 3	2709	0.1	Layer 3	1799	0.1
			Layer 4	2077	0.1

[지반모델 A]

[지반모델 B]

그림 12. 지반의 모델링 및 입력값

처럼 반무한체 해석이 내진규준으로 지진계수와 반무한체 해석의 실제 지반에 대한 응답 가속도가

표 4. 지반의 동력학적 특성치  
(a) 지반모델 A

구 분	0.12g		0.20g		0.26g	
	G(ksf)	β	G(ksf)	β	G(ksf)	β
Layer1	867	0.097	742	0.117	650	0.134
Layer2	965	0.106	774	0.134	698	0.145
Layer3	1292	0.092	981	0.012	821	0.139

표 5. 말뚝의 제원

(a) 원전 격납용기	(b) Shear Building
- Open-End Steel Pipe Pile	- Open-End Steel Pipe Pile
- 말뚝 직경 : 1.5ft	- 말뚝 직경 : 1.3ft
- 말뚝 두께 : 0.04ft	- 말뚝 두께 : 0.04ft
- 관입 깊이 : 50ft	- 관입 깊이 : 40ft
- E <sub>p</sub> =29.4×10 <sup>6</sup> psi	- E <sub>p</sub> =29.4×10 <sup>6</sup> psi
- γ <sub>p</sub> =480pcf	- γ <sub>p</sub> =480pcf
- 말뚝 간격 : 3.5D	- 말뚝 간격 : 3.5D

다르기 때문이다.

단말뚝 설계를 위한 설계하중은 구조물의 연직 하중에 모멘트를 고려하지 않았을 경우 원전 격납 용기와 Shear Building에 대해 각각 55.4t과 4.055t이 산출되었다. 그러나 하중방향의 기초폭이 크기 때문에 (20m) 구조물 저면의 저면모멘트에 대한 영향이 작용하중에 따라 최소 20%에서 최대

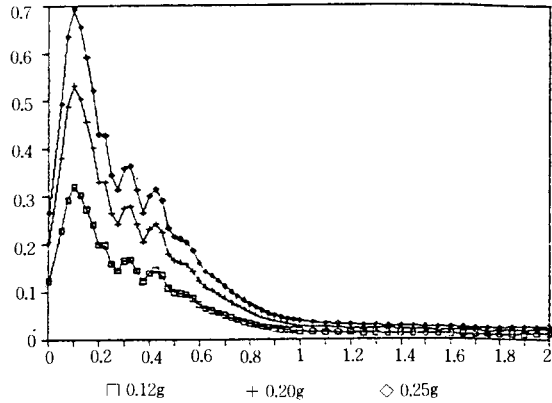


그림 13. Rock-Soil Interface에서의 응답가속도(지반모델 A)

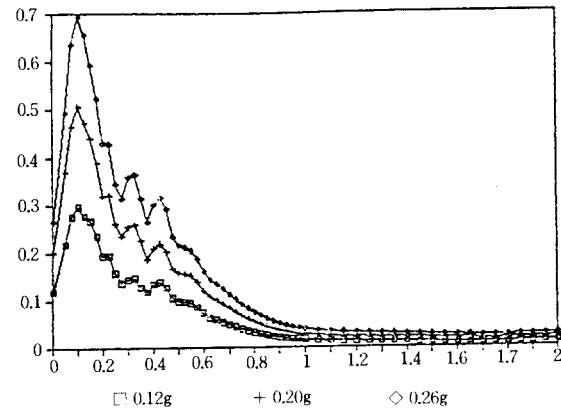


그림 14. Rock-Soil Interface에서의 응답가속도(지반모델 B)

80% 정도까지 일어남을 알 수 있다. 그러므로 기초의 어느 한쪽면에 대한 연직하중이 증가하므로 설계시 이를 고려해주어야 한다. 이를 바탕으로 설정한 말뚝의 본당 설계하중이 표 7에 나타나 있다. 전 절에서 서술한 여러가지 이론에 의하여 구한 단말뚝의 최대 상대변위 및 최대 휨모멘트가

도표 6. 구조물의 응답  
(a) 원전 격납용기

구 분	0.12g	0.20g	0.26g
내 진	저면 전단력 1193t	1989t	2586t
규 준	저면 모멘트 49666.5t-m	82806.3t-m	107656.8t-m
반무한	저면 전단력 1721 t	2668 t	3528 t
해석	저면 모멘트 54950.0t-m	85173.0t-m	112650.0t-m

(b) Shear building

구 분	0.12g	0.20g	0.26g
내 진	저면 전단력 1038t	1730t	2249t
규 준	저면 모멘트 25162.0t-m	42391.1t-m	55108.0t-m
반무한	저면 전단력 1326 t	2062 t	2724 t
해석	저면 모멘트 26375.0t-m	45093.0t-m	59556.0t-m

도표 7. 말뚝의 본당 설계하중

(a) 원전 격납용기

(b) Shear Building

구 분	단위 (ton)			구 분	단위 (ton)		
	0.12g	0.20g	0.26g		0.12g	0.20g	0.26g
연직하중	69.7	79.3	86.5	연직하중	48.89	54.61	58.82
수평하중	2.39	3.98	5.17	수평하중	2.39	3.98	5.17

자유단 말뚝의 경우와 고정단 말뚝의 경우에 대하여 각각 표 8와 표 9에 제시되었다.

탄성해석에서의 설계는 축하중의 효과를 무시한 도표를 이용하였는데 실제로 횡방향 변위가 적은 경우에는 축하중에 의한 영향이 무시할 만큼 작으므로 큰 문제는 없는 것으로 생각된다. Subgrade Reaction Theory로 산정한 변위 및 모멘트는 탄성 해석으로부터 구한 값과 비교해 볼 때 대체적으로 일치하였으나 탄성값 보다는 조금 크고 말뚝-지반 분리효과를 고려했을 때 보다는 작게 산출되었다. 이러한 경향은 다른 문헌에서도 묘사되고 있다.<sup>(16)</sup>

표 8. 최대 상대변위의 비교

(a) 원전 격납용기

① 자유단 말뚝

단위 (inch)

해 석 방 법		0.12g	0.20g	0.26g
단 말뚝	탄 성 해 석	0.081	0.135	0.195
	Subgrade Reaction Theory	0.073	0.150	0.219
	Prakash 방법	0.246	0.460	0.219
균 말뚝	정적 Interaction	산정된 값 0.784	1.307	1.888
	Factor Approach	수정 값 (Novak) 0.181	0.302	0.437
단 말뚝	Prakash 방법	0.720	1.300	1.690
	Kaynia와 Kausel이 제안한 방법	0.402	0.670	0.967

② 고정단 말뚝

단위 (inch)

해 석 방 법		0.12g	0.20g	0.26g	
단	탄 성 해 석	0.050	0.080	0.122	
	Prakash 방법		0.120	0.210	0.299
말뚝	Gazetas 방법	Kinematic Interaction 효과	0.162	0.210	0.267
		Inertial Interaction 효과	0.012	0.017	0.019
	전체 응답		0.174	0.227	0.286
군	정적 Interaction Factor Approach	산정된 값	0.174	0.227	0.286
		수정 값(Novak)	0.638	0.020	0.557
	Prakash 방법 ( $K_{GROUP}=0.1K_{single}$ )		0.420	1.770	0.040
말뚝	Kaynia와 Kauseli가 제안한 방법		0.248	0.397	0.605
말뚝	Gazetas 방법	Kinematic Interaction 효과	0.162	0.217	0.267
		Inertial Interaction 효과	0.141	0.297	0.330
	(K <sub>c</sub> =0.1K <sub>s</sub> ) 전체 응답		0.303	0.507	0.597

(b) Shear Building

1) 자유단 말뚝

단위 (inch)

해 석 방 법		0.12g	0.20g	0.26g	
단	탄 성 해 석	0.120	0.214	0.288	
	Subgrade Reaction Theory		0.140	0.293	0.426
말뚝	Prakash 방법		0.246	0.480	0.650
군	정적 Interaction Factor Approach	산정된 값	0.162	1.072	2.788
		수정 값(Novak)	0.269	0.479	0.645
말뚝	Prakash 방법		0.750	1.350	1.820
	Kaynia와 Kauseli가 제안한 방법		0.595	0.061	0.428

Chandrasekaran 과 Prakash가 제안한 방법은 동적 지반반력계수 뿐만아니라 말뚝을 지지한 상부 구조물의 중량에 의해 응답이 영향을 많이 받는다. 그러므로 유사정적 해석으로부터 산출된 값보다는 크며, 특히 하중이 커짐에 따라 변위 및 휨모멘트값이 더 커짐을 볼 수 있다.

말뚝의 곡률을 이용한 휨모멘트는 다른 방법보다 작게 산출되었는데 이것은 상부구조물의 영향을 고려하지 않고 단지 지반의 동적특성만 고려하

② 고정단 말뚝

단위 (inch)

해 석 방 법		0.12g	0.20g	0.26g	
단	탄 성 해 석	0.032	0.056	0.081	
	Prakash 방법		0.090	0.200	0.273
말뚝	Gazetas 방법	Kinematic Interaction 효과	0.182	0.251	0.295
		Inertial Interaction 효과	0.011	0.015	0.022
	전체 응답		0.193	0.266	0.317
군	정적 Interaction Factor Approach	산정된 값	0.434	0.715	1.034
		수정 값(Novak)	0.100	0.165	0.238
	Prakash 방법		0.169	1.278	0.402
말뚝	Kaynia와 Kauseli가 제안한 방법		0.169	0.278	0.402
말뚝	Gazetas 방법	Kinematic Interaction 효과	0.182	0.251	0.295
		Inertial Interaction 효과	0.082	0.186	0.187
	(K <sub>c</sub> =0.1K <sub>s</sub> ) 전체 응답		0.264	0.438	0.482

표 9. 최대 휨모멘트의 비교

(a) 원전 격납용기

단위 (inch)

구 분	해 석 방 법		0.12g	0.20g	0.26g
자유단	탄 성 해 석	탄 성 값	205.3	341.9	444.1
		국부적인 항복	410.6	683.8	888.2
	Subgrade Reaction Theory		280.2	501.1	670.6
	Prakash 방법		793.1	1483.1	2053.7
말뚝	곡률을 고려한 방법		61.6	124.0	233.9
	고정단	탄 성 해 석	탄 성 값	157.9	263.0
탄 성 해 석		국부적인 항복	315.8	526.0	683.2
		Prakash 방법		829.0	1842.3

여 산출되었기 때문이다. 그러나 다른 해석방법의 동적 지반특성에 대한 보조자료로서 응답을 예측하는 데 유용하다고 생각된다.

Gazetas 방법에서 기초깊이에서의 자유장 지반의 최대 변위  $u_0$ 는 지반의 고유진동수에 부합하는 기초깊이 변위 응답스펙트럼에서의 변위를 그림 15 및 그림 16에서 선택함으로써 산정하였다. 이때, 지반모델 A와 지반모델 B에 대한 지반의 고유진동수는 1차원 파전파 이론에 의해 원전

(b) Shear Building

단위(inch)

구분	해석 방법		0.12g	0.20g	0.26g
자유단	탄성 해석	탄성 값	227.4	378.7	492.0
		국부적인 항복	454.8	757.4	984.0
	Subgrade Reaction Theory		293.8	535.6	730.9
말뚝	Prakash 방법		447.2	813.0	1094.4
	곡률을 고려한 방법		66.5	141.0	340.4
고정단	탄성 해석	탄성 값	189.5	315.6	410.0
		국부적인 항복	379.0	631.2	820.0
	Prakash 방법		900.1	1016.3	1447.0

격납용기인 경우 3.96cps이고 Shear Building인 경우 4.34cps로 산정되었다.

Kinematic Interaction 효과를 알아보기 위해 채택된 Young's Modulus는 탄성이론에서  $E_s=2G(1+\nu)$ 에 의해 산출되었고, 진동수계수는 원전 격납용기가 0.1248f, Shear Building이 0.122f로 산정된 바, 두 경우 공히 기초깊이에서 말뚝상단의 변위에 영향을 미치는 진동수가 10cps이내에 있으므로 그림 9에서 알 수 있듯이 Kinematic Interaction Factor,  $I_U$ 가 1에 가깝다. 따라서 원전 격납용기 및 Shear Building 기초밀에 박힌 말뚝은 지반과 같이 거동함을 알 수 있다.<sup>(14)</sup> 그러므로 본 연구에서는 Inertial Interaction에 대한 입력 값으로서 기초깊이의 지반가속도만 이용되었다. 이 입력값을 사용하여 얻은 구조물에 의한 상대변위는 대체적으로 지반의 최대변위 보다 작게 산출되었으며, 두 결과의 중첩으로 인한 전체변위는 유사정적 해석보다는 크고 Prakash 방법의 값과는 비슷하게 산출되었다. 이것은 반복적인 동적하중으로 인한 지반의 Hysteresis 성질때문에 큰 값이 산정된 것과함께 Kinematic Interaction에 의한 수치는 이미 군효과가 고려된 이유때문에 사료된다.<sup>(10)</sup>

말뚝의 군효과를 2가지 Interaction Factor Approach와 Prakash 군효과를 고려한 결과 정적 Interaction Factor Approach와 Prakash 방법으로 산정한 결과는 Novak 등의 실험결과<sup>(13)</sup>와 비교하여 판단하여 볼 때 과대평가 되었다. 이는 정적

Interaction Factor Approach인 경우 강성이 과소평가 되어 도표화되었으며, Prakash 방법의 경우에  $N_{h(Group)}=0.1N_{h(single)}$ 를 사용했기 때문이다. 여기서, 반복하중 효과가 적다고 가정하여 3.5d의 간격만을 고려하였을 때의 동적 지반반력계수는  $N_{h(Group)}=0.325N_{h(single)}$ 이 되며 그때의 최대 상대변위는 단말뚝의 약 1.7-1.8배로 산출된다.

따라서 정적 Interaction Factor Approach의 값은 Novak 등의 실험결과에 맞게 보정되었으며,<sup>(13)</sup> Prakash 방법도 반복하중에 의한 영향을 생각하여 2.5배( $N_{h(single)}=0.16N_{h(single)}$ )로 보정할 수 있다.

군효과를 고려하는 데 또다른 방법인 Kaynia와 Kausel이 제안한 방법을 사용했을 때의 Interaction Factor는 2.48로 산출되어 다른방법과 비교해 볼 때 가장 합리적으로 산출되었다. 따라서 군효과로 인한 횡방향 변위의 증가는 대략 단말뚝 변위의 2.5배가 적당하다.

Gazetas 방법의 군효과는 오직 Inertial Interaction에 의한 변위 산출시에만 적용되며, Kaynia와 Kausel이 제안한 방법으로 산출된 결과와 일치하였다.

이제까지의 결과를 종합하여 볼 때 단말뚝 설계시에 근사적 해석방법인 유사정적 해석으로 수행해도 큰 무리는 없으며, 단지, 동적방법을 이용하여 유사정적 해석방법에 의한 결과를 확인한다면 안전한 설계가 이루어진다고 사료된다. 또한 군효과를 고려할 때 사용한 방법중 Kaynia와 Kausel이 제안한 방법이 가장 효과적이며 정적 Interaction Factor Approach나 Prakash 방법은 실측치와의 비교에 따라 보정을 해야한다.

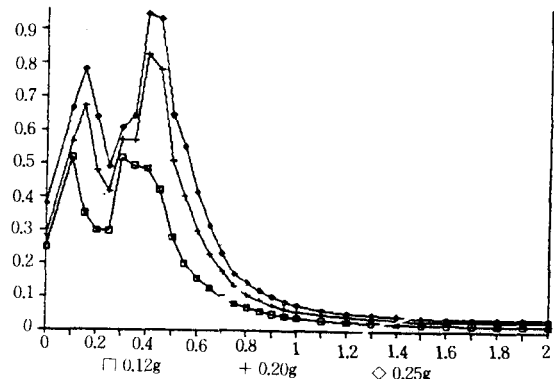


그림 15. 기초깊이의 응답가속도(지반모델 A)



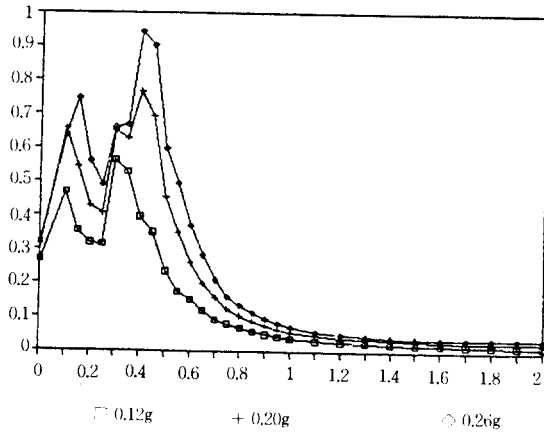


그림 16. 기초깊이의 응답가속도(지반모델 B)

## 5. 결론 및 제언

본 연구에서는 말뚝의 내진 설계를 위해 여러 나라에서 수행되는 유사정적 해석방법과 동적해석 방법을 이용하여 설계기준인 말뚝 상단의 최대 상대변위 및 최대 휨모멘트를 산정하였다. 이상의 값들을 비교분석한 결과 다음과 같은 결론을 얻었다.

1. 유사정적 해석의 두가지 방법, 즉 Subgrade Reaction Theory와 탄성해석을 이용한 응답은 대체적으로 비슷하게 산출되었으며 탄성해석은 간단한 공식과 도표로 이루어져 있고 동적해석의 결과와 비교하여 볼 때 응답의 한도가 크게 벗어나지 않으므로 현장에서 이용되기에 적합한 방법이라고 사료된다.

2. Chandrasekaran과 Prakash가 제안한 방법은 구조물의 중량과 동적지반반력계수의 영향이 응답변화의 주된 요인임이 판명되었고, 다른 방법과 비교해 볼 때 대체적으로 과대설계가 되므로 적당한 보정을 필요로 한다.

3. 최대 곡률방법에서 말뚝의 최대 곡률은 일단 주어진 지진에 대해 지반의 응답을 알 수 있으면 쉽게 얻어지고 이를 이용하여 휨모멘트 및 휨응력을 구할 수 있다. 따라서 이 값은 말뚝 설계의 보조 자료로서 유용하다.

4. 말뚝의 균효과는 4가지 방법으로 검토되었는데 간단한 설계를 위해서는 Kaynia와 Kausel이

제안한 방법이 가장 합리적인 방법이며, 정적 Interaction Factor Approach나 Prakash 방법은 과대평가 되지 않도록 보정을 요한다.

5. Gazetas방법은 Kinematic Interaction 효과와 Inertial Interaction 효과로 나누어 해석을 실시하여 지진에 따른 지반의 효과, 말뚝의 효과 및 구조물의 효과를 나타내므로 설계시에 유사정적 해석의 검사용으로 필요하다고 판단된다.

이제까지의 결론을 종합해 볼 때 단말뚝의 내진 설계시 유사정적 해석방법을 사용해도 큰 무리는 없으며, Gazetas방법을 이용해 검사가 이루어진다면 안전한 설계가 된다고 생각한다. 또한 균 효과는 Kaynia와 Kausel이 제안한 방법이 가장 합리적이며 정적 Interaction Factor Approach나 Prakash 방법도 과대평가 되지 않도록 보정하면 설계에 이용할 수 있다고 사료된다.

## 감사의 글

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

## 참고 문헌

1. 건축 구조물의 내진구조 및 방재기준에 관한 연구, 건설부, 1987.
2. 건축 구조물의 내진설계 이론 및 기법, 한국과학기술원, 1988.
3. 김원배, "구조물의 동적 해석을 위한 한반도의 인공 지진파 작성," 고려대학교, 박사학위논문, 1987.
4. 송태원, "구조물의 내진해석을 위한 지반입력운동의 산정에 대한 연구," 고려대학교, 석사학위논문, 1988.
5. 이운주, "군 파일의 동력학적 해석," 한국과학기술원, 석사학위 논문, 1989.
6. 이현종, "지진 하중을 받는 파일기초의 횡방향 동적 거동해석," 한국과학기술원, 석사학위논문, 1988.
7. 임병조, 기초공학, 야정문화사, 1974.
8. Chandrasekaran, V., "Analysis of Pile Foundations under Static and Dynamic Loads," Thesis submitted for the degree of Doctor of Philosophy in Earthquake Engineering, University of Roorkee(U.P.), India, 1974.
9. Cox, W.R., and McCann, J.W., "Analysis of Laterally Loaded Piles," Planning and Design of Fixed Offshore Platform, Van Nostrand

- Reinhold Company, New York, 1986, pp801-832.
10. Das, B.M., *Fundamentals of Soil Dynamics*, Elsevier, New York, USA, 1983.
  11. Gazetas, G., "Seismic Response of End-Bearing Single Piles," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.3, No.2, 1984, pp82-93.
  12. Moore, P.J., *Analysis and Design of Foundations for Vibrations*, A.A.Balkema, Rotterdam, Netherlands, 1985.
  13. Novak, M., and Sharnouby, B.E., "Evaluation of Dynamic Experiments on Pile Groups," *Jr. of The Geo. Eng. Div., ASCE*, Vol.110, No.6, 1984, pp738-756.
  14. Oweis, I.S., "Evaluating Pile Performance during Earthquakes," *Jr. of Geo. Eng. Div., ASCE*, Vol. 107, No.GT5, 1981, pp678-638.
  15. Paz, M., *Structural Dynamics*, Van Nostrand Reinhold Company, New York, USA.
  16. Poulos, H.G., and Davis, E.H., *Pile Foundation Analysis and Design*, John Wiley and Sons, Inc., 1980.
  17. Prakash, S., *Soil Dynamics*, McGraw-Hill Book Company, 1981.
  18. Schnabel, P.B., Lysmer, J., and Seed, H.B., "SHAKE-A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites," *Report of EERC72-12*, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1972.
  19. Seed, H.B., and Idriss, I.M., "Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analysis," *Report of No. EERC70-10*, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1970.
  20. Veletsos, B.M., and Wei, Y.T., "Lateral and Rocking Vibration of Footings," *Jr. of The SMFD, ASCE*, SM9, 1971, pp1227-1248.

(접수일자 1990. 2. 19)