

동적 Winkler 보 모델을 이용한 말뚝의 내진해석

Earthquake-resistance Analysis of Piles Using Dynamic Winkler Foundation Model

장재후^{*1} Jang, Jae-Who
유지형^{*2} Yoo, Ji-Hyeung
정상섬^{*3} Jeong, Sang-Seom

Abstract

This paper describes a numerical method for pile foundation subjected to earthquake loading using dynamic Winkler foundation model. To verify the numerical method, shaking table tests were carried out. In shaking table tests, accelerations and pile bending moments were measured for single pile and pile groups with a spacing-to-diameter ratio of 2.5 under fixed input base acceleration. In numerical analysis, the input base and free field accelerations measured from shaking table tests were used as input base motions. Based on the results obtained, free field acceleration was magnified relative to input base acceleration, whereas pile head accelerations reduced relatively to free field acceleration for soil-pile interaction. Measured and predicted bending moments for both cases have maximum value within the distance 10cm(4d) from the pile top. However, there are some differences between the results of numerical analysis and shake table test below 10cm(4d) from the pile top.

요지

본 연구에서는 지반-말뚝 상호작용을 고려한 동해석을 위한 해석기법의 제안과 이의 검증을 위한 진동실험을 실시하였다. 일정한 가속도에서 단독말뚝과 중심간격 2.5d(d=직경)인 2×2 군말뚝의 휨모멘트 값을 측정한 결과 주파수에 관계없이 지표면으로부터 깊이 4d 미만에서 단독말뚝과 군말뚝의 휨모멘트 값이 최대가 되었으며 그 값은 단독, 군말뚝 모두 일치하였으나 지표면으로부터 깊이 4d이하에서는 단독말뚝은 군말뚝에 비해 휨모멘트 값이 커지는 경향을 보였다. 진동대 실험에서 측정한 입력가속도를 수치해석에서 지진가속도로 하여 해석한 결과 단독말뚝과 군말뚝 모두 지표면으로부터 4d 미만의 상부부분에서는 실험값과 비슷한 결과를 얻었으나 군말뚝의 경우 지표면으로부터 4d 이상의 부분에서는 실험값과는 상이한 결과를 얻었다.

Keywords : Base input acceleration, Bending moment, Dynamic Winkler foundation, Free field acceleration, Pile head acceleration, Shaking table test, Soil-pile interaction

1. 서론

지반-말뚝 상호 작용을 고려한 이론적 해석은 Wolf와

von Arx(1978), Guitierrez와 Chopra(1978) 그리고 Roesset (1973) 등에 의해 처음으로 수행되었다. 이후 Kaynia, Gazetas(1991) 그리고 Mamoon(1990)은 파에 의한 말

*1 정희원, 연세대학교 공과대학 토목공학과 석사 (Member, Master of Science, Dept. of Civil Engrg., Yonsei Univ.)

*2 정희원, 경일대학교 공과대학 토목공학과 부교수 (Member, Associate Professor, Dept. of Civil Engrg., Kyungil Univ.)

*3 정희원, 연세대학교 공과대학 토목공학과 부교수 (Member, Associate Professor, Dept. of Civil Engrg., Yonsei Univ., soj9081@yonsei.ac.kr)

뚝과 군말뚝의 동적 거동에 대한 연구가 바탕이 되어 최근 연구 관심 대상인 지반-말뚝-구조물 상호작용으로 발전되어졌다. Mylonakis(1995)와 Makris(1994) 등은 간 편화된 해석적 방법을 사용하여 지반-말뚝 구조물의 상호작용 해석을 수행하였다.

말뚝의 동적응답을 구하는 방법은 크게 세가지로 분류된다. 첫째, Winkler 모델을 사용하여 동적응답을 구하는 방법으로, Penzen과 Prakash(1970) 그리고 Chandrasekranan(1997)은 스프링을 이용하여 지반을 모형화하고 집중질량(lumped mass)과 감쇠기를 사용하여 관성에 의한 질량의 동적 작용과 파의 감쇠효과를 고려하였으며 Naogami(1980)와 EI-Sharnouby(1990)는 Novak(1974)의 이론을 적용하여 말뚝사이의 상호작용을 해석하였다. Gazetas와 Makris(1991)는 수직과 수평하중을 받는 말뚝기초를 해석 할 수 있는 해석적 방법을 개발하였다. 지반 스프링을 이용하는 방법은 지반의 모형화가 상대적으로 간단하고 지반의 비선형적인 응력-변형률 관계를 고려하기 쉽다. 둘째, 유한요소법을 사용하여 말뚝과 지반을 모형화하는 방법으로, 이 방법은 말뚝의 동적 거동 해석시 가장 널리 사용되고 있으며 해석법으로 Angelides와 Rosset(1980), Wass와 Hartmann(1972), 그리고 Wolf(1985)에 의하여 다양한 해석이 수행되었다. 셋째, 경계요소를 사용하는 방법으로, Banerjee와 Sen(1986), Kaynia와 Kausel 그리고 Mamoon(1990)과 Novak(1974) 등은 경계요소를 이용하여 무한 영역을 모형화하여 말뚝의 해석을 실시하였다. 국내에서는 1988년 김문겸과 임윤묵에 의해 비선형성을 고려한 지하구조계의 정적 해석에 에너지 방법을 이용한 유한요소와 경계요소 조합에 대한 연구가 수행되었다. 이후 1994년 박광순은 지하구조계의 동적해석을 위한 균질 반무한체에 대한 시간영역 조합 알고리즘을 개발하였고, 1995년 김문겸 등은 이를 다층구조계로 확장하였다. 1988년 이인모와 이현종은 Winkler 기초를 이용하여 말뚝-지반의 상호작용을 해석하였고, 1991년 이인모와 이관호는 말뚝지반의 상호작용을 확대기초의 강성과 감쇠로 처리하고 상부구조물은 질량모델을 사용하여 원전구조물의 상부구조물 변위와 확대기초의 변위를 산정하였다. 1998년 목영진은 LPILE에 의한 해석을 통해 P-y 모델을 이용한 해석을 수행하였다.

이에 본 연구에서는 국내에서 아직 미미한 동하중에 대한 실험적 연구와 더불어 지반-말뚝 상호작용의 동적 문제에도 효과적으로 적용할 수 있는 동적 Winkler 스프링 모델을 사용하여 지반과 말뚝을 모델링하고 동해

석을 수행하여 그 결과를 해석기법으로 개발하였으며 개발된 해석기법을 진동대 실험(shaking table test)과 비교하여 그 적용성을 검토하였다.

2. 말뚝 동해석 기법

본 연구에서는 개별요소모델(discrete-element model)을 사용하여 지반-말뚝 상호작용을 고려한 말뚝의 동해석을 실시하였다. 그림 1과 같이 선형 또는 비선형 구속조건을 갖는 말뚝을 일련의 분리된 강체 요소(길이 h)의 조합으로 모델링하였으며, 하중조건과 구속조건은 각 절점에 적용되며 전단력과 축력 그리고 압축 또는 인장력은 강체 요소를 통해 전달되었다. 이때 외부하중 Q 와 선형지반스프링 S 는 각 절점 j 에 놓이며 임의의 절점 j 에 작용하는 우력과 회전구속조건은 인접한 양 절점에 등가의 하중 및 탄성스프링으로 대치시켜 고려하였다. 각 부재에서 축력 T_j 와 시간 의존 축력(동적하중) $T_{j,k}$ 는 부가적인 우력을 발생시키며 그 크기는 $(T_j + T^T_{j,k})(-w_{j-1,k} + w_{j,k})$ 로 나타났다. 이상을 통해 일정 시간 단계 k 에서 절편 j 와 $j+1$ 에서 모멘트, 절점 j 에서는 수직력에 대한 평형 방정식을 설정하면 식 (1)과 같다.

$$\begin{aligned} & a_{k+1}w_{j-2,k+1} + b_{k+1}w_{j-1,k+1} + c_{k+1}w_{j,k+1} \\ & + d_{k+1}w_{j+1,k+1} + e_{k+1}w_{j+2,k+1} = c_kw_{j,k} \\ & + a_{k-1}w_{j-2,k-1} + b_{k-1}w_{j-1,k-1} + c_{k-1}w_{j,k-1} \\ & + d_{k-1}w_{j+1,k-1} + e_{k-1}w_{j+2,k-1} + f_{j,k} \end{aligned} \quad (1)$$

여기서,

$$\begin{aligned} a_{k+1} &= F_{j-1} + \frac{D^i_{j-1}}{h_t} - \frac{hR_{j-1}}{4} \\ b_{k+1} &= -2(F_{j-1} + F_j) - \frac{2}{h_t}(D^i_{j-1} + D^i_j) \\ d_{k+1} &= -2(F_j + F_{j+1}) - \frac{2}{h_t}(D^i_j + D^i_{j+1}) \\ c_{k+1} &= (F_{j-1} + 4F_j + F_{j+1}) + \frac{1}{h_t}(D^i_{j-1} + 4D^i_j + D^i_{j+1}) \\ & + h^2(T_j + T_{j+1} + \frac{1}{2}(T^T_{j,k-1} + T^T_{j,k+1} + T^T_{j+1,k-1} \\ & + T^T_{j+1,k+1})) + \frac{h}{4}(R_{j-1} + R_{j+1}) + \frac{h^3}{2}\{(S^S_j + S^N_{j,k-1}) \end{aligned}$$

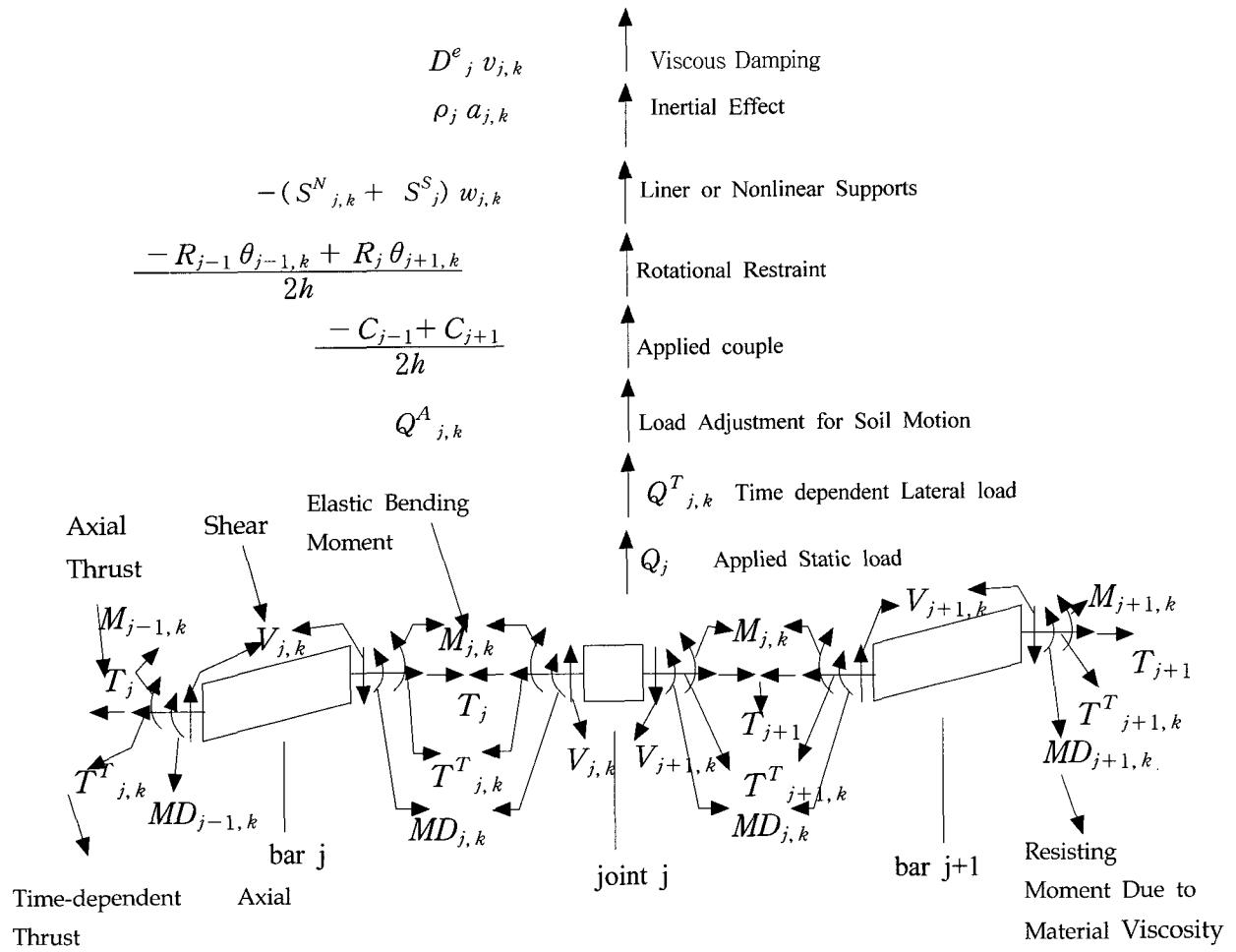


그림 1. 동적 횡하중을 받는 보-기둥 모델

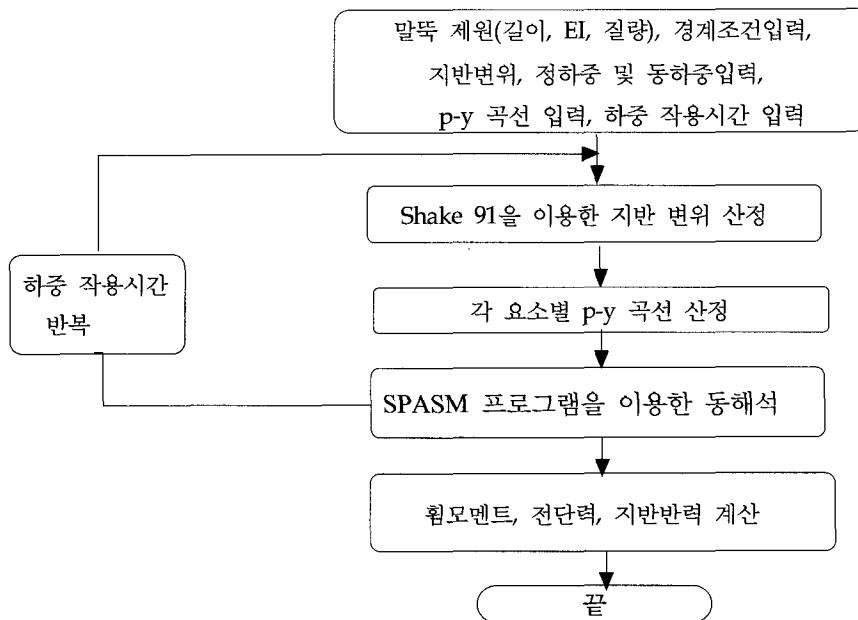


그림 2. 동해석 기법 흐름도

$$\begin{aligned}
& + (S^S_j + S^N_{j,k+1}) \} + \frac{2h^3\rho_j}{h_t^2} + \frac{h^3D^e_j}{h_t} \\
e_{k+1} & = F_{j+1} + \frac{D^i_{j+1}}{h_t} - \frac{hR_{j+1}}{4}, \quad c_k = \frac{4h^3\rho_j}{h_t^2} \\
a_{k-1} & = -a_{k+1} + \frac{2D^i_{j-1}}{h_t}, \quad b_{k-1} = -b_{k+1} - \frac{4}{h_t}(D^i_{j-1} + D^i_j) \\
c_{k-1} & = -c_{k+1} + \frac{1}{h_t}(D^i_{j-1} + 4D^i_j + D^i_{j+1}) + \frac{2h^3D^e_j}{h_t}, \\
d_{k-1} & = -d_{k+1} - \frac{4}{h_t}(D^i_j + D^i_{j+1}) \\
e_{k-1} & = -e_{k+1} + \frac{2D^i_{j+1}}{h_t} \\
f_{j,k} & = h^3 \{ (Q_j + Q^A_{j,k-1} + Q^T_{j,k-1}) \\
& + (Q_j + Q^A_{j,k+1} + Q^T_{j,k+1}) \} + h^2 (-C_{j-1} + C_{j+1})
\end{aligned}$$

위와 같은 해석기법의 흐름도는 그림 2와 같다.

표 1. 실험용 시료 (주문진 표준사)

입 도 분 포		시료의 물성치
최대 입경(mm)	D _{max}	0.850(No. 20)
최소 입경(mm)	D _{min}	0.075(No. 200)
통과중량백분율 10% 입경(mm)	D ₁₀	0.41
통과중량백분율 60% 입경(mm)	D ₆₀	0.48
균등계수	C _u	1.17
곡률계수	C _c	1.23
최대 건조단위중량(g/cm ³)	γ _{dmax}	1.609
최소 건조단위중량(g/cm ³)	γ _{dmin}	1.382
비중	G _s	2.63
함수비(%)	w	0.3
통일분류	Unified System ASTM D2487	SP

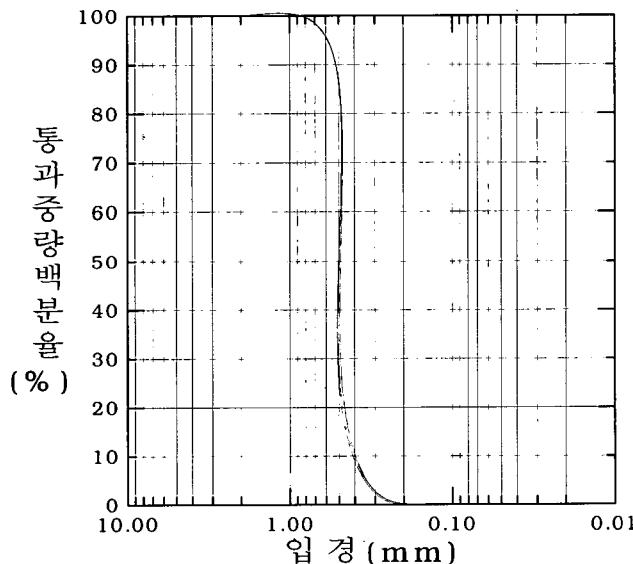


그림 3. 주문진 표준사 입도 분포 곡선

3. 진동대 실험

본 연구에서는 지반-말뚝의 상호작용을 파악하기 위해 진동대을 이용한 진동대 실험(shaking table test)을 수행하였다.

3.1 시료 및 모형 말뚝

본 연구에서 사용한 시료는 지반 재료로 지반의 거동을 명확히 알 수 있는 주문진 표준사를 사용하였으며 시료로 선정한 주문진 표준사의 공학적인 성질을 파악하기 위해서 흙 입자의 크기와 그 입도 분포 및 기본물성에 대한 실험을 실시하였다. 입도분포 및 기본물성의 실험결과는 표 1과 같으며 이 시료의 입도 분포 곡선은 그림 3과 같다. 실험결과 주문진 표준사는 균등한 입도

표 2. 모형 실험용 말뚝 제원

모형 말뚝 재질	PVC
길이(mm)	630
외경(mm)	22
두께(mm)	2.5
휨강성 E _{glp} (kg · cm ²)	28264.89

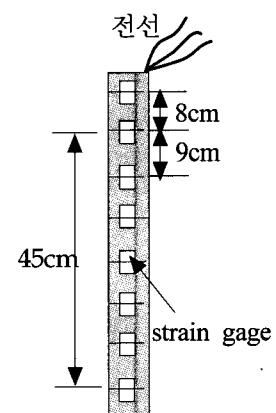


그림 4. 변형률계(strain gauge) 부착 말뚝

분포를 가지고 통일분류법상 SP로 분류되었다.

모형말뚝은 PVC 재질의 말뚝을 사용하였으며 모형 실험에 사용된 말뚝의 강성을 측정하기 위해 5개의 시편을 제작하여 인장실험을 실시하였으며 제원은 표 2와 같다. 모형말뚝에는 말뚝의 휨모멘트를 측정하기 위해 변형률계를 부착하였으며 이는 그림 4와 같다.

3.2 압력토조 및 진동대

실험장치는 크게 진동을 주는 가진부와 소형 압력

토조(small pressure chamber) 및 진동대(shaking table), 전달된 진동에 의한 말뚝의 거동을 측정하는 계측부로 구성하였다. 가진부는 수평방향의 지반 거동을 모사할 수 있는 진동기와 진동기를 가진시키는 증폭기(power amplifier), 가진하중을 일시적으로 작동시키는 주파수 분석기(signal analyzer)로 구성하였으며 계측부는 말뚝에 부착된 변형률계(strain gauge)와 가속도계(accelerometer), 자료획득장비 등으로 구성하였다. 그림 5는 동적 실내 모형시스템 전체 구성도이다.

표 3. 가진부 장비 사양

장비	사양	모델
진동기 (exciter)	max. force : 489N weight : 62.4 kg	Ling Dynamics V455
power amplifier	max. sinusoidal output : 1400VA frequency range : 20Hz~14kHz	Ling Dynamics PA1000L
signal analyzer	FFT size : 50~25600 lines channels : 2	Brue & Kjar type 3550

표 4. 진동실험 계측부 장비 사양

계측항목	계측기기	제조회사 및 모델	측정범위	정밀도
휨 모멘트 측정	strain gauge	Tokyo Sokki GFLA-30	0.00 μ ~ 10000 μ	0.01 μ
가속도 측정	Accelerometer	Tokyo Sokki	$\pm 1g$	0.001g
데이터 입출력기	data logger	Tokyo Sokki SDA-830C	-	-

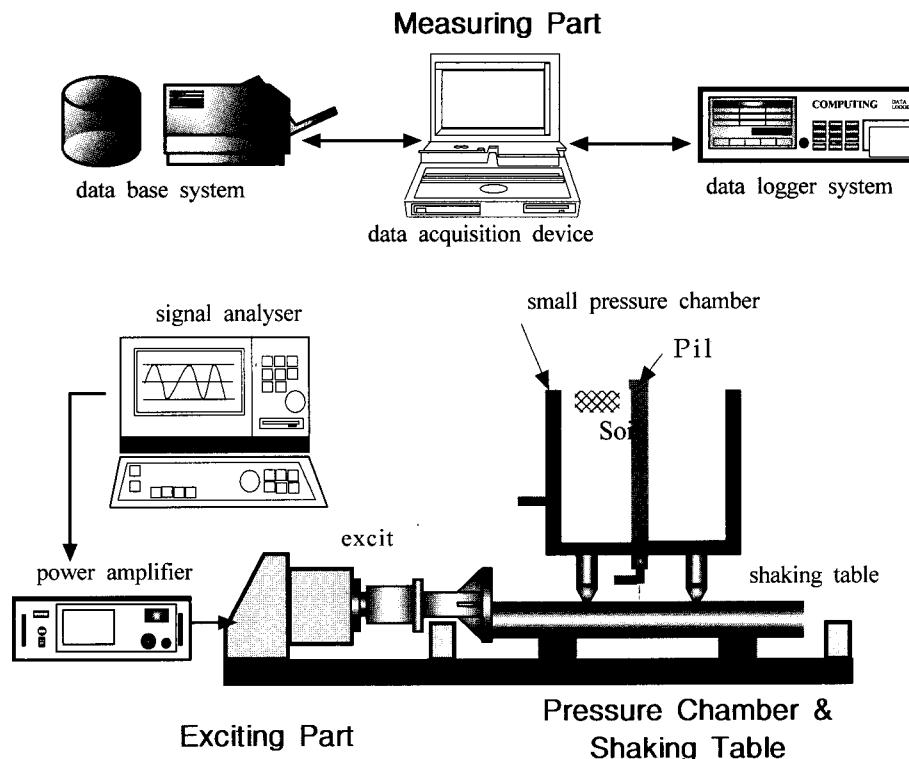


그림 5. 압력 토조 및 진동대 시험 전체 구성도

3.3 진동 실험 계측 장비

본 연구의 진동대 실험(shaking table test)에서 사용된 가진부 장비와 계측부 장비는 표 3 및 표 4와 같다.

3.4 실험 방법

단독 말뚝과 말뚝 중심간격 $2.5d$ (d =말뚝 직경)를 갖는 군말뚝에 한하여 수행한 진동 실험은 다음과 같은 과정으로 실시하였다.

- 원형 토조내에 모형 말뚝을 설치하고 시료를 포설한 후 실험 전 상대밀도를 측정하였다.
- 계측장비를 설치하였다.
- 진동을 하여 입력지진가속도, 자유장 가속도, 말뚝 두부 가속도를 측정하였다.
- 일정한 가속도에서 말뚝 깊이별 변형률을 측정하여 흐름모멘트로 환산하였다.

우리나라 지진 1등급 위험구역 지진가속도를 기준으로 하여 본 연구에서는 입력지진가속도는 $0.13g$ 로 일정하게 유지하였다.

3.5 실험결과 및 분석

지진 하중 작용시 지반-말뚝 상호작용을 파악하기 위해 그림 6과 같이 진동대, 원지반, 말뚝 두부에 가속도계를 부착하여 입력 지진 가속도, 원지반 가속도, 말뚝두부 가속도 값을 측정하였다. 측정 결과 $0.13g$ 의 입력지진 가속도는 원지반에서 $0.18g$ 로 증폭하였다. 그림 7의 상부는 FFT 해석전의 자유장 가속도이며 하부는 입력지진 가속도이다. 그림 8(a)는 FFT 해석후의 입력지진 가속도이며 $0.13g$ 이다. 그림 8(b)는 FFT 해석후의 원지반 가속도이며 $0.18g$ 이다. 지반-말뚝 상호작용을 파악하기 위해 말뚝두부 가속도와 원지반 가속도 값을 측정하여 비교하였다. 말뚝 두부 가속도는 단독 말뚝과 말뚝 중심간격 $2.5d$ 인 군말뚝(2×2)두부에서의 가속도를 측

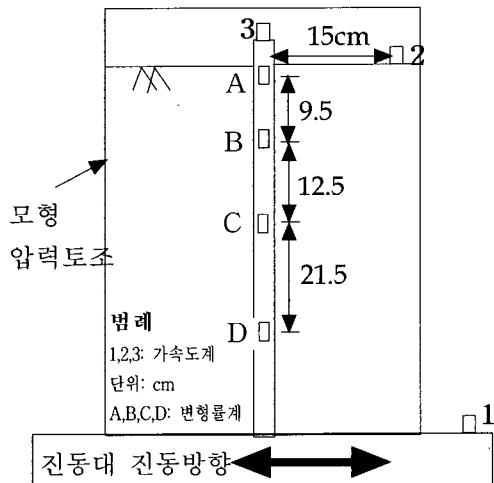


그림 6. 가속도계 부착위치

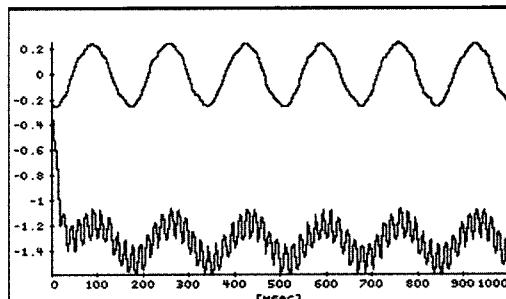
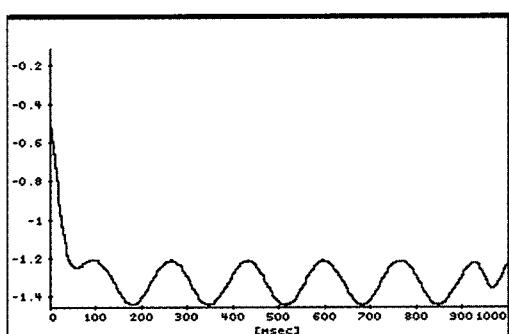
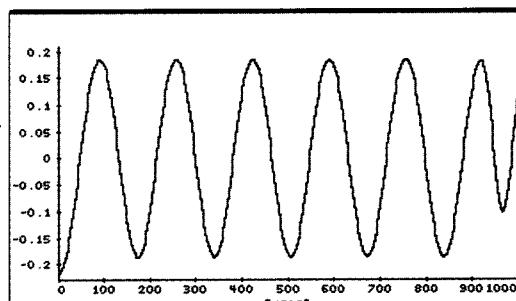


그림 7. 입력지진가속도와 자유장 가속도(FFT 해석전)



(a) 입력지진 가속도(FFT 해석후)



(b) 자유장 가속도(FFT 해석후)

그림 8. 입력지진 가속도와 자유장 가속도(FFT 해석후)

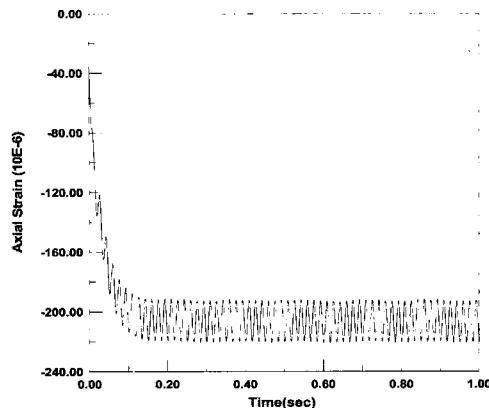


그림 9. 말뚝 두부의 변형률

정하였으며 그림 8과 같이 FFT 해석을 한 결과 지반-말뚝 상호작용의 영향으로 단독 말뚝두부 가속도는 0.13g로 감소하였으며, 군말뚝 두부 가속도 역시 0.165g로 원지반에 비해 감소하였다.

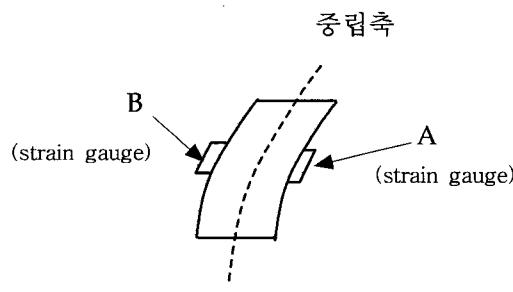
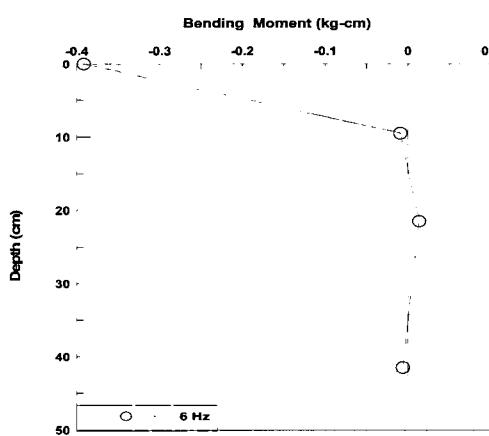


그림 10. 변형량 측정



(a) 단독말뚝의 휨모멘트

3.6 말뚝 휨모멘트 측정

그림 6에서 보는 바와 같이 4개의 지점에 변형률을 측정하여 이를 부착하여 그림 9와 같이 변형률을 측정한 후 그림 10의 변형량 측정을 바탕으로 식 (2), (3)의 과정을 거쳐 식 (4)의 휨모멘트로 환산하였다. 환산 휨 모멘트는 그림 11에 나타냈으며 환산한 휨모멘트 변화증 변형률을 측정한 지점에서의 최대값을 그림 12에 나타냈다. 그림 12(a)와 12(b)는 측정한 단독말뚝과 군말뚝의 휨모멘트 값이다.

$$\text{휨에 의한 변형 } \varepsilon = (A+B)/2 \quad (2)$$

$$\text{휨에 의한 응력 } \sigma = \frac{M}{I} y \\ (\sigma = E\varepsilon \text{ 이므로 } y: \text{중립축으로부터의 거리}) \quad (3)$$

$$\text{휨 모멘트 } M = \frac{EI}{y} \times \varepsilon \quad (4)$$

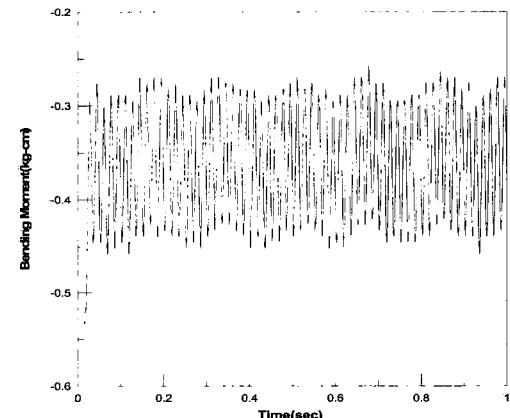
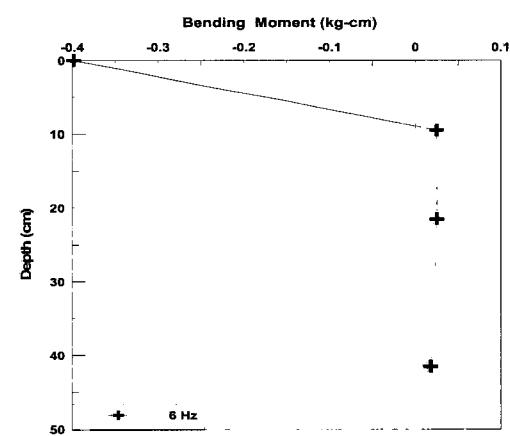


그림 11. 말뚝 A지점에서 휨모멘트



(b) 군말뚝(2×2)의 휨모멘트

그림 12. 단독말뚝과 군말뚝 휨모멘트

4. 동해석 기법에 의한 해석결과의 비교 분석

본 연구에서 개발한 해석기법의 타당성 및 적용성 검증을 위해 해석 결과를 본 연구에서 수행한 진동대 실험(Shaking Table Test) 실험결과 및 기존의 연구 결과와 비교·분석하였다.

4.1 하중-변위 곡선

반복하중(Cyclic Loading)하의 사질토의 이력곡선은 동일한 모양을 나타내며 곡선에 의해 둘러싸인 면적은 하중증가에 따라 선형적으로 증가한다(Kishida, 1985). 사질토 지반에 적용하는 하중-변위 곡선은 Reese, Cox, Koop(1974)의 제안법, Bogard, Matlock(1980)의 제안법, O'Neil, Murtcheson의 제안법, 미국 석유협회(API)가 제안한 방법 등이 있다. 본 논문에서는 가장 일반적으로 사용하는 미국석유협회(API)의 제안법을 이용하였으며 동적 경험계수 A는 Ferritto(1997)가 제안한 계수를 사용하였다. 임의의 깊이에서 말뚝 단위 길이당 지반의 극한 수평저항력은 식 (5)를 통하여 산정하였다.

$$\begin{aligned} P_{u1} &= (C_1 \cdot x + C_2 \cdot D)\gamma' x \\ P_{u2} &= C_3 \cdot D \gamma' x \\ P_u &= A \cdot \text{Min}(P_{u1}, P_{u2}) \end{aligned} \quad (5)$$

여기서, A : 0.9(정적하중작용시 3-0.8(x/D) ≥ 0.9)

C1, C2, C3, : 무차원 결정상수

D : 말뚝 직경

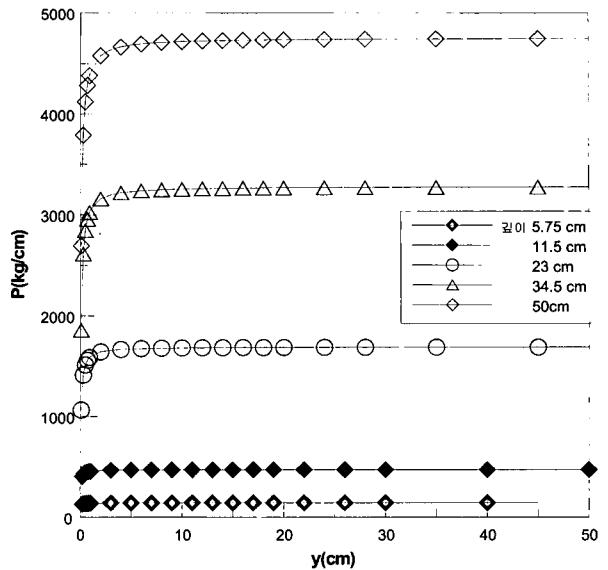


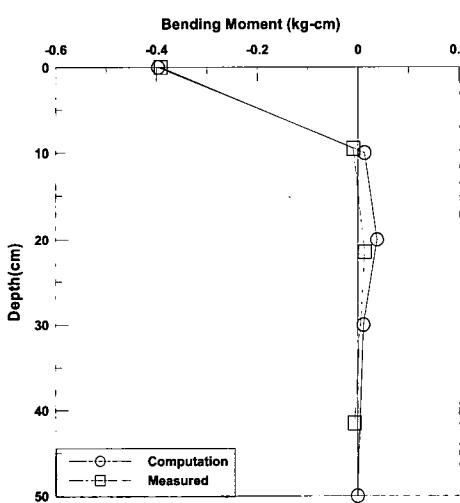
그림 13. 해석에 사용된 P-y 곡선

x : 지표면 아래 임의의 깊이

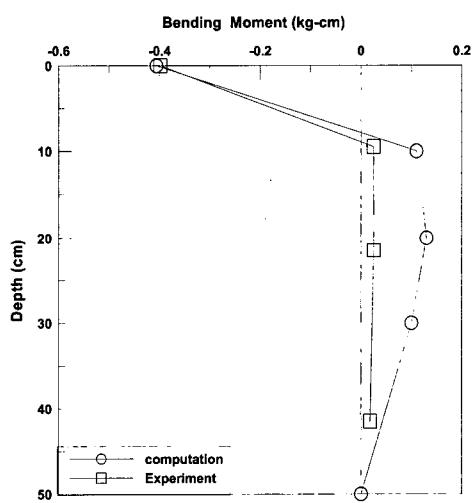
y' : 지반의 유효단위 중량

4.2 진동대 실험결과와의 비교

본 연구에서 시행한 모형 토조 실험의 결과와 수치해석을 통해 얻은 해석결과를 비교 분석하였다. 진동대 실험에서는 단독 말뚝과 말뚝중심간격 2.5d의 군말뚝 실험을 수행하였으며 말뚝중심간격 2.5d의 군말뚝 실험을 수행하기 위해 두께 약 12mm의 아크릴판으로 모형 말뚝캡을 제작하여 모형말뚝을 볼트와 너트를 이용하여 말뚝캡에 단단히 고정하여 실험을 수행하였다.



(a) 단독말뚝 수치해석 비교



(b) 군말뚝(2×2) 수치해석 비교

그림 14. 단독말뚝과 군말뚝 수치해석 비교

표 5. 해석대상 말뚝 및 지반 물성

내 용		물 성 값
말뚝	EI	28264.89(kg · cm ²)
	길이	50cm
	외경	22mm
	두께	2.5mm
	탄성계수	$3.82 \times 10^4(\text{kg}/\text{cm}^2)$
	감쇠비	0.05
	무게	160.84g
	두부 조건	고정단
지반	밀도	1.5(g/cm ³)
	감쇠비	0.03
	입력지진가속도	0.13g
	지반 변위	0.169cm
	상대밀도	37.8

변위는 Shake 91을 통하여 산정하였으며, 여기서 산정된 지반 변위를 이용하여 동해석시의 입력 변위로 이용하였다. 본 실험에 사용된 모형말뚝 제원 및 지반물성, 지반 가속도는 표 5와 같으며 해석에 사용된 지표면으로부터 깊이에 따른 하중-변위 곡선은 그림 13과 같이 산정하였다.

본 검토 결과 단독 말뚝, 군말뚝 상부(4d미만, d=직경) 부분에서 말뚝에 작용하는 휨모멘트가 최대가 되었으며 군말뚝에 작용하는 휨모멘트 값이 단독말뚝에 비해 비교적 크게 산정되었는데 이는 말뚝 상호간의 간섭 현상, 각 말뚝에 분포되는 힘의 불균형 등으로 군말뚝이 단독말뚝보다 오차가 크게 발생하였다. 단독말뚝과 군말뚝의 모형 실험결과와 해석 비교는 그림 14와 같다.

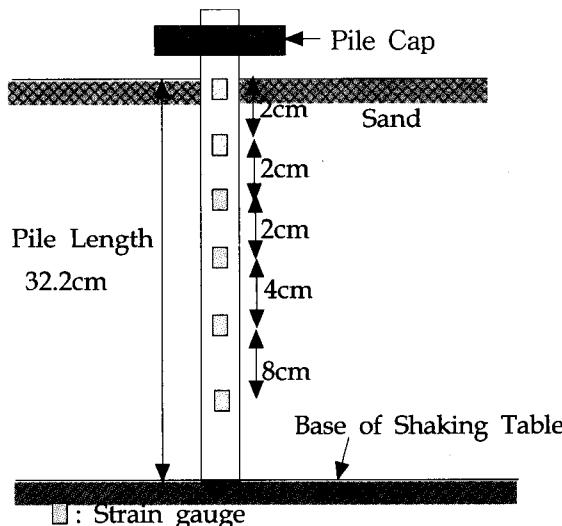


그림 15. 해석 대상 모형 말뚝(Dou와 Byrne 1996)

4.3 기존 연구와의 비교

단독 말뚝은 Dou와 Byrne (1996)의 실험결과와 비교하였다. 그림 15에서 보는 바와 같이 Dou와 Byrne (1996)은 알루미늄 모형말뚝을 토조내에 근입시킨후 지반을 Ottawa 모래를 사용하여 상대밀도 75%로 조성하였다. 이 때 모형 말뚝의 근입깊이는 32.2cm이며 모형말뚝 두부에는 2650g의 집중질량을 설치하였다. 모형토조를 0.49g의 강한진동으로 가진 한 후 지반의 상대밀도의 변화와 변형률을 측정하였다. 실험 결과 지반의 상대밀도 변화는 거의 나타나지 않았으며 측정된 변형률을 휨모멘트로 환산하였다. 환산한 휨모멘트를 수치해석결과와 비교하여 그림 16에 나타냈으며 해석값은 기존 실험값과 거의 일치하는 경향을 보였다.

군말뚝의 경우 Finn, Gohl(1992)실험값과 비교했다. 그림 17에서 보는 바와 같이 알루미늄 모형말뚝을 토조내에 근입시킨후 지반을 상대밀도 31%의 느슨한 상태로 조성하였다. 이때 모형 말뚝의 근입깊이는 36cm이며 모형말뚝 두부에 14N의 중량을 재하하였다. 모형토조를 0.43g의 강한진동으로 가진 한 후 지반의 상대밀도의 변화와 변형률을 측정하였으며 측정된 변형률을 휨모멘트로 환산하였다. 실험 결과 지반의 상대밀도는 12% 증가하였으며 환산한 휨모멘트를 수치해석결과와 비교하여 그림 18에 나타냈다. 해석값은 기존 실험값과 비교적 일치하는 경향을 보였다.

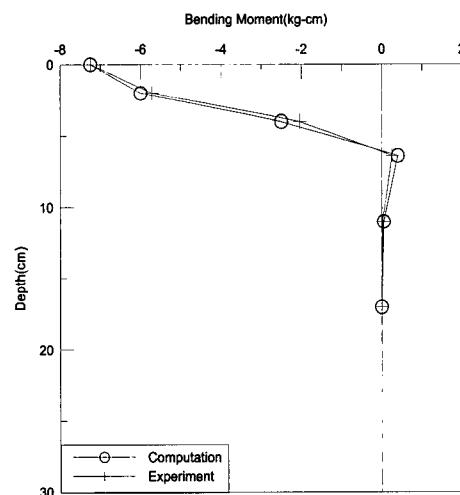


그림 16. 기존 실험값과 비교(단독말뚝)

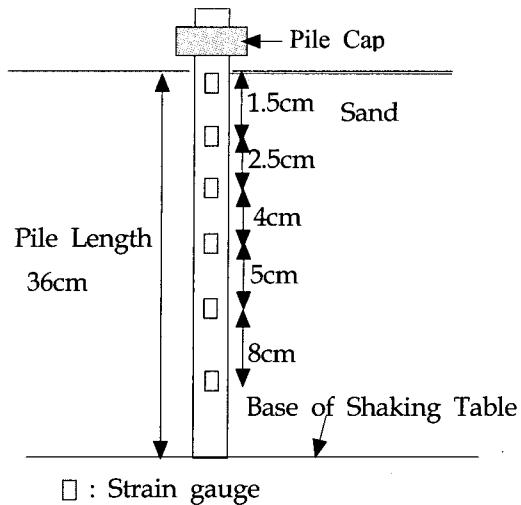


그림 17. 해석 대상 모형 말뚝(Finn, Goh)

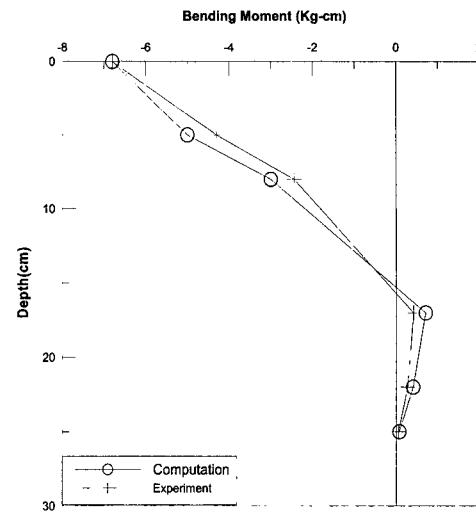


그림 18. 기준 실험과의 비교(군말뚝)

표 6. 해석대상 말뚝 및 지반 물성

내 용		물 성 값
모형 말뚝	EI	53112.244($\text{kg} \cdot \text{cm}^2$)
	길이	32.2cm
	외경	12.7mm
	두께	1.27mm
	감쇠비	0.05
	무게	53.4g
	두부 조건	고정단
지반	밀도	1.55(g/cm^3)
	감쇠비	0.03
	입력지진가속도	0.49g
	지반변위	0.334cm

표 7. 해석대상 말뚝 및 지반 물성

내 용		물 성 값
모형 말뚝	EI	47400($\text{kg} \cdot \text{cm}^2$)
	길이	36cm
	외경	6.35mm
	두께	0.89mm
	감쇠비	0.05
	무게	20.4g
	밀도	1.55(g/cm^3)
지반	감쇠비	0.03
	입력지진가속도	0.43g

5. 결 론

본 연구에서 지반-말뚝의 상호작용을 고려한 진동대 실험과 수치해석을 실시하여 얻은 결론은 다음과 같다.

- (1) 느슨한 지반으로 조성한 사질토 지반에 0.13g의 입력 지진가속도로 진동을 가해준 결과 자유장 가속도는 0.18g로 증폭하였다. 말뚝 두부 가속도는 단독말뚝의 경우 지반-말뚝 상호작용 영향으로 0.13g로 감소하였으며 군말뚝 말뚝두부가속도 역시 0.165g로 감소하였다. 진동대 실험을 실시한 후 상대밀도는 소폭 증가하여 진동 후 상당한 밀도 증가는 발생하지 않았다.
- (2) 유한요소법에 근거한 기존의 내진 해석뿐 아니라 동적 지반물성, 감쇠기, 지반 스프링을 사용하여 지반 특성을 적절히 반영한 동적 스프링 모델도 수치해석 결과 단독말뚝의 거동을 비교적 적절히 예측함을 알 수 있었다.
- (3) 진동대 실험결과 주파수에 관계없이 단독말뚝과 군말뚝 모두 상부부분(약 10cm)에서 말뚝에 작용하는 휨 모멘트값이 최대가 되었으며 하부로 갈수록 군말뚝은 단독말뚝에 비해 모멘트 값이 커지는 경향을 보였다.

감사의 글

본 연구는 한국과학재단 목적기초연구(과제번호: 1999-1-31100-002-3)지원으로 수행된 연구의 일부로 이에 감사 드립니다.

참 고 문 현

1. 김문경, 임윤복(1988), “반부한영역 문제에 대한 유한 요소와 경계 요소의 조합”, 한국 전산구조 공학회 학술발표회 논문집, pp. 49~54.
2. 박광순(1993), 유한요소와 경계요소 조합에 의한 지하구조계의 동적해석, 석사학위논문, 연세대학교.

3. 장서용, 원진오, 전상섭(1999), “측방변형을 받는 수동군말뚝의 거동분석”-모형토조실험, 한국지반공학회지, 제15권, 제6호, pp. 239~249.
4. 정상섭(1998), “수동말뚝의 해석기법”, ‘98 가을 학술발표회 논문집Ⅱ, 한국지반공학회, pp.86~89.
5. 조석호(1999), 유한요소-경계요소 조합에 의한 지반-말뚝 상호작용계의 주파수 응답해석, 석사학위논문, 연세대학교.
6. 한국 지반 공학회(1997), 진동 및 내진설계, 지반공학 시리즈 8, pp.431~448.
7. Dou, H. and Byrne, P. M.(1996), “Dynamic Response of Single Pile and Soil-Pile Interaction”, *Can. Geotech. J.*, Vol.33, pp.80~96.
8. El Sharnouby, B. and Novak, M.(1983), “Dynamic Stiffness and Damping of Single Piles”, *Can Geotech J.*, Vol.11, No.4, pp.574~598.
9. Finn, W. D. L. and Gohl, W. B.(1992), “Response of Model Pile Groups to strong Shaking”, *Piles Under Dynamic Loads, ASCE Convention*, NY, september, pp.27~88.
10. Gazetas, G., Fan, K., Tazoh, T., Shimizu, K., Kavvadas, M., and Makris, N.(1992), “Seismic Pile-Group-Structure Interactions”, *Piles Under Dynamic Loads, Geotechnical Special Publication*, ASCE, No.34, pp.56~88.
11. Gazetas, G. and Makris, N.(1991), “Dynamic Pile-Soil-Pile Interaction, Part I ”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.20, pp.115~132.
12. Kaynia, A.M. and Kausel, E.(1982), “Dynamic behavior of pile groups”, *2nd International Conference of Numerical Method of Offshore Piling*, Austin, Texas.
13. Kramer, S. L.(1996), *Geotechnical Earthquake Engineering*, Prentice Hall.
14. Makris, N.(1994), “Soil-Pile Interaction During Passage of Rayleigh waves: An Analytical Solution”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.23, No.2, pp.153~167.
15. Mamoon, S.M. and Banerjee, P.K.(1992), “Time-Domain Analysis of Dynamically Loaded Single Piles”, *Journal of Engineering Mechanics*, Vol.118, pp.40~160.
16. Matlock, H., Foo, S. H. C., Cheang, L. C., and Lam, I. P.(1979), *A Dynamic beam-column Program for Seismic Pile Analysis with Support Motion*, Fugro, Inc., 3777 Long Beach Boulevard Long Beach, California 90807, pp.4~51.
17. Matlock, H., Foo, S. H. C., and Cheang, L. C.(1978), “Example of Soil Pile Coupling Under Seismic Loading”, *Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, ASCE Specially Conference, Pasadena, CA, pp.601~619.
18. Naogami, T.(1985), “Flexural Response of Grouped Piles under Dynamic Loading”, *Earthquake Eng. and Structure Dynamics*, Vol.13, pp.321~336.
19. U.S Department of Transfortation.(1986), *Seismic Design of Highway Bridge Foundation. Vol. II: Design Procedures and Guidelines*, Rep. No.FHWA/RD-86/102, The Earth Technology Corporation, Long Beach, California, pp.55~61.
20. Wolf, J.P. and Von Arx, G.A.(1978), “Impedance Function of Group of vertical Piles”, *Proc. Soil Dynamics and Earthquake engineering*, ASCE, CA, Vol.2, pp.1204~1041.

(접수일자 2001. 10. 14, 심사완료일 2002. 4. 10)