

1g 진동대 실험을 이용한 연약 점성토 지반에서의 동적 p-y 곡선 연구

A Study on the Dynamic p-y Curves in Soft Clay by 1 g Shaking Table Tests

한 진 태¹ Han, Jin-Tae

유 민 택² Yoo, Min-Taek

최 정 인³ Choi, Jung-In

김 명 모⁴ Kim, Myoung-Mo

Abstract

In this study, a series of 1 g shaking table tests were carried out for a single pile in soft clay with various input acceleration amplitudes and frequencies. Based on the results, dynamic p-y curves were drawn and, in turn, the dynamic p-y backbone curve was formed by connecting the peak points, corresponding to the maximum soil resistance, of the dynamic p-y curves. In order to represent the p-y backbone curve numerically, Matlock's p-y formulations for clay was used to find the initial stiffness (k_{mi}) and the ultimate capacity (p_u) of the clay, both of which are required to formulate the p-y backbone curve as a hyperbolic function. The suggested p-y backbone curve was verified through comparisons with currently available p-y curves as well as other researchers' centrifuge test results and numerical analysis results.

요 지

본 연구에서는 연약 점성토 지반에 근입된 모형말뚝을 대상으로 다양한 입력 가속도 크기 및 진동수 조건에서 1g 진동대 실험을 수행하였다. 실험 결과를 이용하여, 각각의 동적 p-y 곡선을 산정하였으며, 이 p-y 곡선 상에서 최대지반반력이 나타나는 꼭지점들을 연결하여 연약 점성토의 동적 p-y 중추곡선(Backbone curve)을 쌍곡선 함수로 나타내었다. 이 쌍곡선 함수를 정의하는데 필요한 초기 기울기와 극한 저항력은 Matlock의 p-y 곡선 공식을 이용하여 제안하였다. 새로 제안한 동적 p-y 중추곡선은 실제 내진설계에 사용되고 있는 정적 p-y 곡선과 다른 연구자들의 원심모형실험 결과 및 수치해석 결과와 비교하여 검증하였다.

Keywords : 1 g shaking table test, Dynamic p-y backbone curve, Experimental p-y curve, Soft clay

1. 서 론

말뚝 기초의 내진설계 방법 중 실무에서 가장 많이 사용되고 있는 방법은 지반을 비선형 스프링으로 치환하고 말뚝 상부에 발생하는 관성력을 추가적인 힘으로 작용시켜 횡방향 해석을 하는 등가정적해석 방법이다. 이 때 비선형 지반 거동을 모사하기 위해 대체로 p-y 곡선을 사용한다. 그러나, 현재 지진과 같은 불규칙한

동적 하중에 대한 동적 p-y 곡선이 확실히 정립되어 있지 않기 때문에, 실무에서는 말뚝 상부에 정적인 하중 또는 반복 하중을 가하여 실험적으로 산정한 p-y 곡선을 사용하고 있다. 이러한 정적 또는 반복 p-y 곡선을 말뚝의 내진 설계에 사용하면, 지진 하중에 의한 지반의 변형으로 발생하는 지반과 말뚝의 상호작용을 무시하게 되기 때문에 정확한 내진 설계가 이루어지지 않는다. 그럼에도 불구하고 현재 사질토의 경우에는 API

1 정희원, 서울대학교 건설환경공학부 박사후과정 (Member, Post-doctoral Researcher, Dept. of Civil & Environmental Engrg., Seoul National Univ.)

2 정희원, 서울대학교 건설환경공학부 박사과정 (Member, Graduate Student, Dept. of Civil & Environmental Engrg., Seoul National Univ.)

3 정희원, 서울대학교 건설환경공학부 박사과정 (Member, Graduate Student, Dept. of Civil & Environmental Engrg., Seoul National Univ.)

4 정희원, 서울대학교 건설환경공학부 교수 (Member, Prof., Dept. of Civil & Environmental Engrg., Seoul National Univ., geotech@snu.ac.kr, 교신저자)

* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2011년 2월 28일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

(American Petroleum Institute, 1987)에서 제안한 정적 p-y 곡선, 연약 점성토의 경우에는 Matlock(1970)의 정적 p-y 곡선, 단단한 점성토의 경우에는 Reese 등(1975)이 제안한 정적 p-y 곡선이 말뚝 기초의 내진 설계에 널리 사용되고 있다. NCHRP(National Cooperative Highway Research Program, 2001)에서는 수치해석적 기법을 통해 사질토 및 점성토에 대한 동적 p-y 곡선을 제안한바 있으나, 말뚝 두부에 하중에 가하는 정동재하 실험을 통해 제한적인 조건에서 검증이 이루어져, 지진에 의한 말뚝-지반 상호작용을 적절히 고려하였다고 보기 어렵다. 또한, 양의규(2009)는 1g 진동대 실험을 통해 사질토에 적합한 동적 p-y 곡선을 제안하였으나, 실무 적용을 위해서는 추가적인 검증이 필요하다. 이상에서와 같이 일부 연구자들에 의해 동적 p-y 곡선이 제안되었으나, 연약 점성토에서의 동적 p-y 곡선에 대한 연구는 여전히 필요하다. 특히 3면이 바다인 우리나라 해안가에는 연약한 점성토 지반이 널리 분포되어 있기 때문에 연약 점성토에 대한 동적 p-y 곡선이 작성되면 국내 내진 설계 발전에도 기여할 것으로 판단된다.

이에 본 연구에서는 Maymand(1989)가 1g 진동대 실험을 위해 제안한 점성토 모형 시료 조성 방법에 따라 카올리나이트, 벤토나이트, 플라이애쉬를 혼합하여 만든 연약 점성토 지반에 근입된 단말뚝에 대해 다양한 입력 가속도 크기 및 진동수 조건에서 1g 진동대 실험을 수행하고, 각각의 실험 조건에서 동적 p-y 곡선을 구한 뒤, 이를 이용하여 말뚝 기초의 등가정적 내진설계에 이용 가능한 동적 p-y 중추곡선(backbone curve)를 제안 하였다. 특히, 본 진동대 실험에서는 현장에서 사용하는 실물크기 말뚝의 거동을 모사하기 위하여 말뚝모형의 크기와 강성 그리고 입력 지진 하중 크기등의 결정을 위하여 Iai(1989)가 제안한 엄밀한 상사법칙을 적용하였으며, 이에 따라 모든 실험 결과는 상사비를 통하여 실물값으로 나타내었다.

2. 1g 진동대 실험 조건 및 계획

본 실험에 사용된 모형 토조의 크기는 길이 110cm, 폭 44cm, 높이 60cm이며, 두께 2cm의 아크릴 판으로 제작하였다. 또한, 토조의 양 단면에는 진동시 토조 벽면의 강성에 의한 충격파의 반사를 줄이기 위해 두께 5cm의 스폰지를 부착하였다.

본 연구에서는 앞에서 언급한 바와 같이 엄밀한 상사법칙 적용을 통해 원형의 거동을 모사하여 실무에 이용

가능한 동적 p-y 곡선을 구하고자 하였다. 이에 따라 본 연구에서 모형 말뚝의 원형으로 가정한 말뚝은 길이 7.8m, 직경 0.4m의 콘크리트 말뚝이며, 이 때 휨 강성은 $22657.6 kN \cdot m^2$ 이다. 모형의 크기는 실험을 수행할 수 있는 최대 크기로 토조의 높이에 맞춰 결정하였으며 최종 결정된 모형 말뚝의 상사비는 13이다. 본 실험에서는 입력 하중 가속도에 대하여 지반 변형이 크게 발생할 것으로 예상되어 Iai(1989)의 1g 진동대 실험 상사법칙 제3형태(표 1)를 적용하였다. 모형 말뚝은 상사비에 따라 외경 14mm, 두께 1mm의 알루미늄 관으로 제작하였으며, 모형 말뚝의 제원은 표 2에 정리하였다. 모형 말뚝 재료의 한계로 인해 말뚝 지름에 대한 상사비는 만족시킬 수가 없었지만, 말뚝의 횡방향 거동에 중요한 영향을 미치는 휨강성에 대한 상사비를 만족시켰다. 표 1에 제시된 휨강성은 실험에 이용된 모형 말뚝의 한쪽 끝단을 고정시키고 다른 끝단에 1kg의 추를 매단 후 측정된 말뚝 처짐량과 변형을 값으로부터 구하였다.

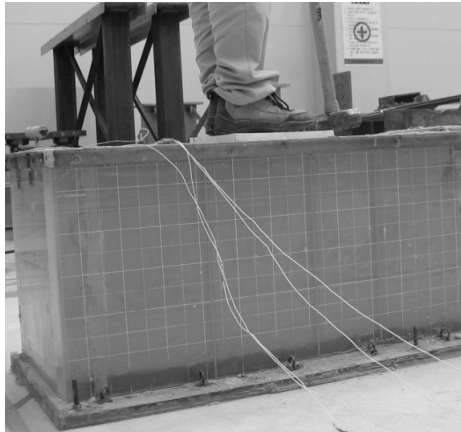
실험에 사용된 시료는 카올리나이트, 벤토나이트, 플라이애쉬를 믹서로 혼합한 점성토 시료이다. 점성토 모형 실험시에는 현장에서 채취한 시료로 압밀을 시켜 현장 상태의 강도를 모사하는 것이 가장 바람직하나, 이러한 방법은 진동대 실험 여건상 대규모 압밀 장치 설치가 불가능하고, 장시간의 압밀 시간 등으로 인해 비현실적이다. 이에 Meymand(1998)는 1g 진동대 실험에 적합한 점성토 모형 시료 조성 방법을 제안하였다. Meymand(1998)의 연구에 의하면 1g 진동대 실험시 점성토 모형 시료를 조성하기 위해서는 원형의 비배수 전단강도와 전단파 속도를 적절히 모사하는 것이 중요하다. Meymand(1998)는 이를 위해 “Berkeley recipe”인 “카올리나이트:벤토나이트=3:1”의 혼합비로 원하는 비배수 전단강도를 모사하였고, 플라이애쉬를 혼합하여 비배수 전단강도에 영향을 주지 않으면서 전단파 속도만 증가시킬 수 있는 비율을 결정하였다. 이에 본 연구에서도 Meymand(1998)가

표 1. Iai 상사법칙 제3형태

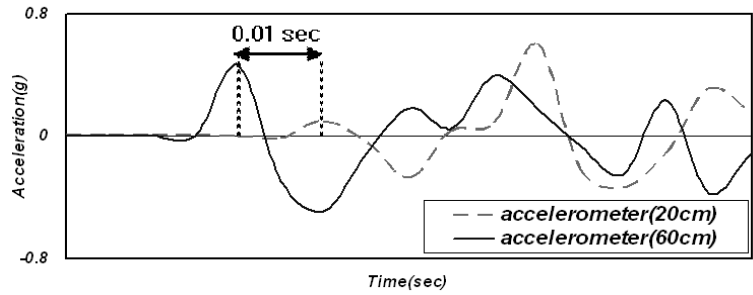
가속도	1	길이	λ	힘	λ^3
전단파속도	$\lambda^{1/2}$	응력	λ	시간	$\lambda^{1/2}$
변형을	1	질량밀도	1	휨강성	λ^5

표 2. 모형 말뚝의 제원

외경	두께	길이 (지중근입길이)	탄성계수(E)	휨강성(EI)
14mm	1mm	80cm(60cm)	69.97GPa	$6.04 \times 10^{-4} kN \cdot m^2$



(a) 시험 모습



(b) 가속도 도달 시간차 계산

그림 1. 해머테스트

표 3. 모형 시료의 배합비 및 기본 물성

카울리나이트(%)	67.5
벤토나이트(%)	22.5
플라이애쉬(%)	10.0
함수비(%)	100
단위 중량(g/cm ³)	1.40
액성한계(%)	115
소성한계(%)	40
소성지수(%)	75
비배수 전단강도(kPa)	9.5
전단파속도(m/s)	40

제안한 시료 조성 방법에 따라 일반적 연약 점성토의 비배수 전단강도와 전단파 속도를 모사하였다. 모형 시료의 배합비와 지반공학적 특성들은 표 3에 요약되어 있으며, 모형 시료의 비배수 전단강도 및 전단파 속도는 삼축 시험 및 다운홀 시험과 유사한 해머테스트로 확인하였다.

시간에 따른 점성토 시료의 강도 변화를 살펴보기 위해, 시료 성형 4일 후 및 67일 후의 모형 점성토 시료에 대해 1%/min의 빠른 변형률 제어 속도로 UU 삼축시험을 수행하여 동적 비배수 전단강도를 구하였고, 그림 1과 같이 해머 테스트를 실시하여 전단파 속도를 구하였다. 그 결과 모형 시료의 비배수 전단강도는 시료 양생 시간과 무관하게 9.5kPa 정도였으며(그림 2), 전단파 속도는 40m/s였다. 전단파 속도는 설치 위치가 서로 다른 가속도계에 도달한 시간차를 측정하고 가속도계의 거리차를 파의 전달 시간 차로 나누어 계산하였다. 측정된 모형 시료의 동적 전단강도로부터 정적 비배수전단강도를 구하기 위해, 동적 전단강도 감소 계수 0.75(Meymand, 1998)를 적용하여 원형으로 환산하면, 원형 점성토의 정적 비배수 전단강도는

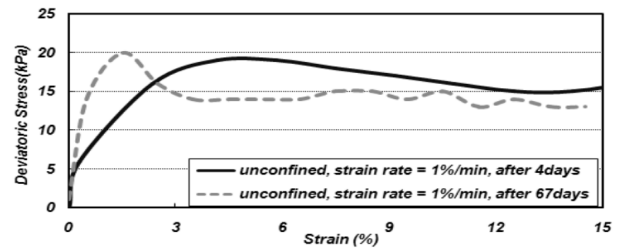


그림 2. 삼축시험 결과

92.6kPa이다. 또한, 모형 시료의 전단파 속도를 원형으로 환산하면, 원형 점성토의 전단파 속도는 144m/s이다. 정적 비배수 전단강도 기준으로는 중간 정도 굳기의 점성토이나, 동적 모형 실험에서 중요한 인자인 전단탄성계수, 즉 전단파 속도의 크기가 144m/s이므로 이는 연약한 점성토로 분류할 수 있다(한국지반공학회, 2006).

시료 및 모형 말뚝의 설치 방법은 다음과 같다.

1. 카울리나이트와 벤토나이트를 콘크리트 배합용 믹서기에 넣은 뒤 함수비 100%가 되도록 물을 공급하여 믹서기로 혼합한다.
2. 점성토의 강도 증가를 위해, 플라이애쉬를 넣고 혼합한 뒤 시료를 습윤 상태로 유지시킨다.
3. 모형 토조에 말뚝이 단단한 지층에 근입된 것으로 모사하기 위하여, 우선 포화된 주문진 표준사를 넣고 진동대로 1분간 진동을 가하여 5cm 두께의 조밀한 사질토층을 조성한다.
4. 이후 준비된 시료를 모형 토조에 수작업으로 간극을 최소화하면서 가속도계가 설치될 위치에 가속도계를 설치하고 60cm 높이까지 쌓아올린다.
5. 모형 말뚝은 수직성을 유지하도록 가이드를 설치한

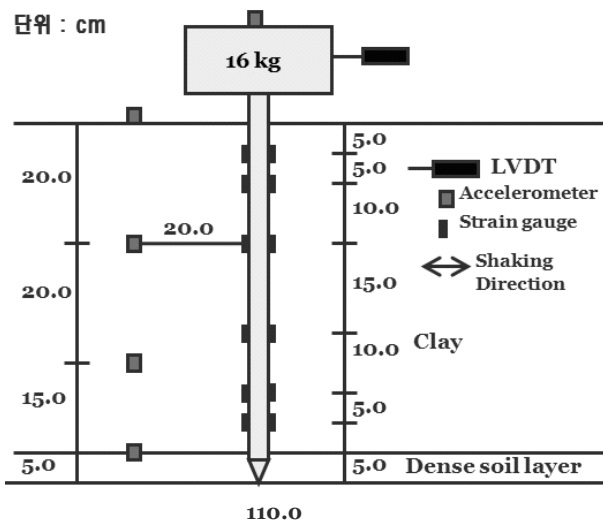


그림 3. 1g 진동대 실험 단면

뒤 조심스럽게 향타하여 조밀한 사질토층까지 근입시킨다.

최종적으로 완성된 실험 단면은 그림 3과 같다. 본 연구에서 사용된 계측기는 5개의 가속도계, 1개의 LVDT, 6쌍의 스트레인게이지이다. 진동하중은 가속도 크기와 진동수 변화가 용이한 정현파를 8초간 가하였고, 가속도 크기와 진동수는 각각 0.1g~0.4g, 5Hz~15Hz 사이에서 변화시켰으며, 실험 조건은 표 4와 같다.

3. 1g 진동대 실험 결과

3.1 동적 p-y 곡선 작성방법

진동대 실험에서 스트레인게이지 측정값으로부터 구한 모멘트 결과를 이용하여, 말뚝의 깊이별 모멘트 분포 곡선을 결정하고 식 (1)과 같은 일반적인 빔 이론에 따라 지반반력 p 와 말뚝 변위 y_{pile} 을 산정하였다. 깊이별 모멘트 분포 곡선은 총 6곳의 깊이에서 계측된 모멘트 자료에 cubic spline 보간 방법을 적용하여 구하였다(Dou & Byrne, 1996).

$$p = \frac{d^2}{dz^2} M(z), \quad y = \frac{M(z)}{EI} dz \quad (1)$$

표 4. 실험 조건

입력 가속도 크기(g)	입력 가속도 진동수(Hz) (원형 진동수)	비고
0.1, 0.2, 0.3, 0.4	5(1.4), 10(2.8), 15(4.2)	실험 전 sweep test를 통해 고유진동수 측정

여기서, EI : 말뚝의 휨강성, z : 깊이, $M(z)$: 깊이에 따른 모멘트 분포 곡선

동적 p-y 곡선을 구성하는 y 는 정적 p-y 곡선과 달리 지진 하중과 같은 동적 하중에 의해 지반 변위가 발생하므로 y 가 지반-말뚝 간의 상대 변위가 되어야 한다. 따라서 y 를 구하기 위해서는 식 (1)에서 구한 y_{pile} 에서 지반 변위 y_{soil} 을 빼야 한다. 이 때 y_{soil} 은 각 높이에서 계측된 가속도 자료를 2번 적분하여 구할 수 있는데, 지반내에 설치한 가속도계 4개 중 지중내 두 개의 가속도계에서 측정이 제대로 이루어지지 않아 지표면 가속도와 하단 가속도 결과를 이용하여 지반 변위를 추정하였다. 지반 변위는 지중구조물 내진설계 방법인 응답 변위법에서 지중 변위를 계산하는 단일코사인법을 이용하여 추정하였다(윤종구 등, 2003).

3.2 실험 p-y 곡선 결과

본 실험에서 얻은 모든 결과는 상사비 13을 적용하여 원형의 결과로 나타내었다. 그림 4는 입력 가속도 크기를 변화시키며 수행한 1g 진동대 실험으로부터 구한 동적 p-y 곡선이다. 모형에서 입력 진동수 5Hz, 깊이 4cm와 8cm에서의 p-y 곡선 결과로, 원형으로 환산하면 진동수 1.4Hz, 깊이 0.52m와 1.04m의 결과이며, 최대 지반 반력이 나타난 시간을 포함한 p-y 이력곡선을 도시한 그래프이다. 그림 4에서 볼 수 있듯이, 입력 하중의 크기가 증가할수록 상부 구조물에 발생하는 관성력이 증가하여, 상부 하중 관성력에 의한 말뚝의 변위가 증가하였다. 또한 말뚝 변위가 증가할수록 지반 반력 역시 증가하다가, 극한 지반 반력이 발현될 것으로 예상되는 변위에 가까워질수록 지반 반력의 증가량이 감소하였다. 따라서 p-y 곡선의 강성을 나타내는 할선 기울기는 작은 입력 가속도 수준에서는 거의 일정하였으며, 가속도 크기가 증가하면서 점차 감소하였다.

그림 5는 입력 진동수 크기를 변화시키면서 구한 동적 p-y 곡선이다. 모형에서 입력 진동수 5Hz, 10Hz, 15Hz 일 경우의 p-y 곡선 결과로, 원형으로 환산하면 진동수

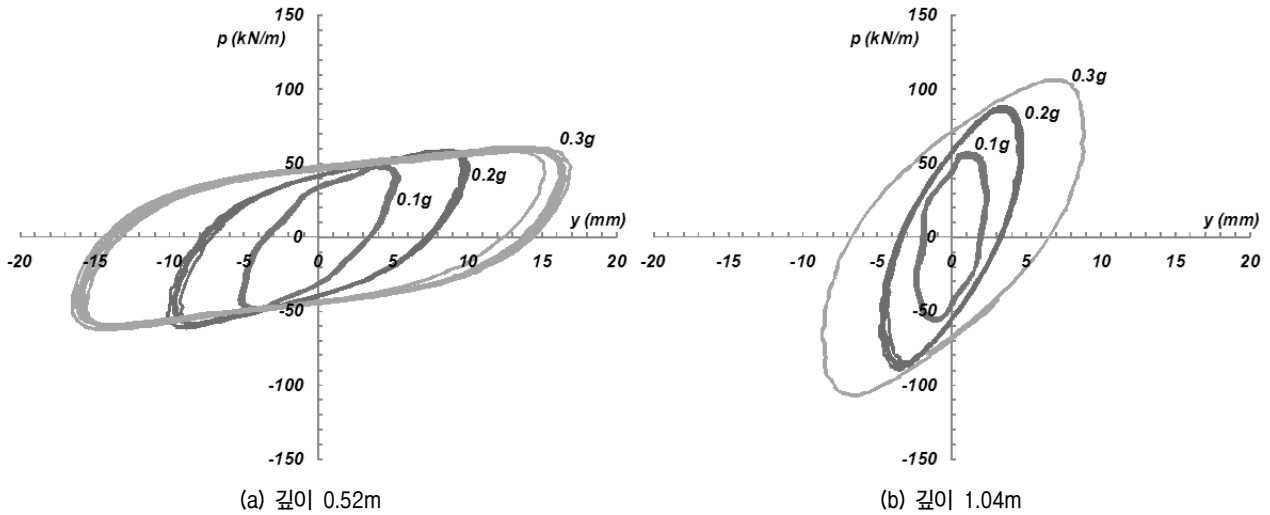


그림 4. 입력 가속도 크기에 따른 동적 p-y 곡선(입력 진동수 : 1.4Hz)

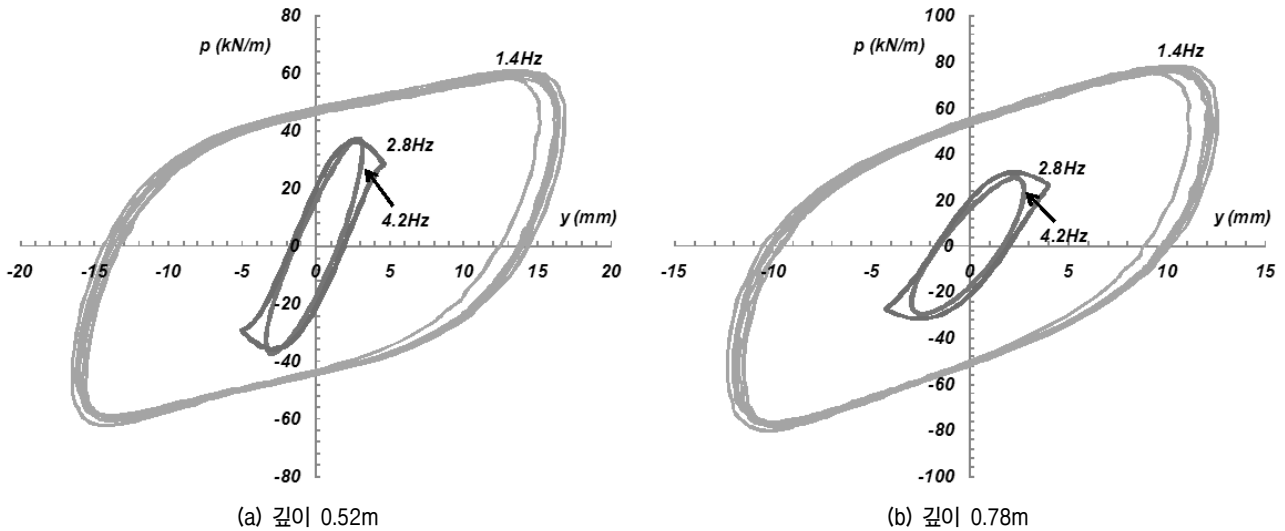


그림 5. 입력 진동수에 따른 동적 p-y 곡선(입력 가속도 : 0.3g)

1.4Hz, 2.8Hz, 4.2Hz에 해당하는 결과이다. 그림 5를 보면, 입력 진동수가 1.4Hz일 경우 다른 진동수에 비해 변위가 상당히 크게 발생하였는데, 이는 입력 진동수가 작을 때 입력 가속도의 크기를 다른 입력 진동수 조건과 동일하게 입력하기 위해서는 진동대의 입력 변위가 상대적으로 크게 입력될 뿐만 아니라, 입력 진동수가 모형 말뚝-지반 시스템의 고유진동수 1.2Hz(그림 6)와 거의 일치하여 공진 현상이 발생하였기 때문이다. 또한, 입력 진동수의 크기가 증가할수록 p-y 곡선의 할선 기울기도 다소 증가하는 경향을 보이고 있다. 이는 NCHRP(2001)의 결과와 동일한 결과이며, 입력 하중 진동수에 따라 지반의 강성이 증가한다는 기존의 이론들(Lefebvre and Leboeuf, 1987; Matesic and Vucetic, 2003)과도 부합되는 결과이다. 그러나, 내진 설계시 사용되는 설계응답스

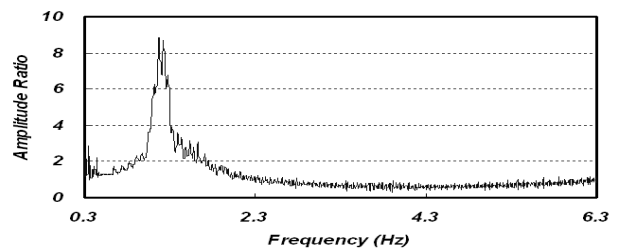


그림 6. Sweep test에 의한 모형 말뚝-지반 시스템의 고유진동수 결과

펙트럼에 따르면 일반적인 지진의 크기를 지배하는 진동수 영역은 대부분 2~12Hz이고, 이는 본 진동대 모형 실험에서 수행한 입력 진동수 조건을 모두 포함하고 있다. 이에, 내진설계를 위한 동적 p-y 중추곡선 산정시에는 가장 보수적인 결과를 나타내는 1g 진동대 모형 실험시 입력 진동수가 1.4Hz일 경우를 바탕으로 동적 p-y 중

추곡선을 제안하였다.

4. 점성토 지반에 대한 동적 p-y 중추곡선

4.1 동적 p-y 중추곡선 제안

본 연구에서는 다양한 실험 조건에서 구한 동적 p-y 곡선으로부터 내진 설계 시 실무에 적용 가능한 동적 p-y 중추곡선을 제시하고자 하였다. 동적 p-y 중추곡선의 산정 방법은 실험으로 구한 동적 p-y 곡선으로부터 최대 지반 반력 점들을 찾아낸 후, 이점들을 연결하여 동적 p-y 중추곡선을 도출하였다(Ting, 1987; 양의규, 2009). 이 때 사용된 실험 결과는 입력하중 진동수 1.4Hz의 결과로, 입력 하중 진동수가 작을수록 지반 반력을 작게 평가하여 보수적인 p-y 곡선 도출이 가능하며 낮은 입력하중 진동수에서 비교적 큰 변위가 발생하여 지반-말뚝 간의 비선형 거동을 확인할 수 있었기 때문이다.

우선 각 실험 조건 별로 찾아낸 동적 p-y 곡선의 최대 지반반력점들을 그림 7과 같이 깊이별 p-y 평면에 도시하였다. 그리고 최대 지반반력점들을 연결하는 동적 p-y 중추곡선을 구하였다. 중추곡선의 골격은 Kondner(1963)가 제안한 식 (2)의 쌍곡선 함수를 이용하였다.

$$p = \frac{y}{\frac{1}{k_{ini}} + \frac{y}{p_u}} \quad (2)$$

여기서 k_{ini} 은 초기지반반력계수, p_u 는 극한지반반력, y 는 말뚝의 변위를 나타낸다. 그림 7은 각각의 동적 p-y 곡선 결과들로부터 찾은 최대지반반력점들과 이 점들을 식 (2)의 쌍곡선함수로 회귀분석한 결과이다. 실험결과는 1.43m까지의 결과만을 도시하였는데 이는 1.43m

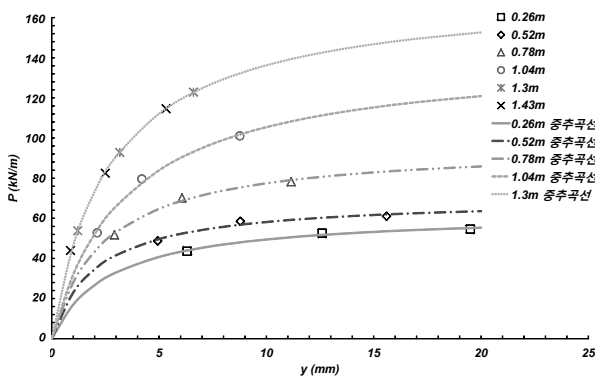


그림 7. 깊이별 동적 p-y 중추곡선

아래의 결과는 말뚝의 횡방향 변위가 작아 최대지반반력점을 구하기 어려웠으며 Matlock(1970)에 의하면 점성토지반의 경우 임계 깊이 이하에서는 지반의 깊이가 말뚝의 p-y 거동에 영향을 미치지 않는 것으로 나타났기 때문이다. 그림 7에 나타나듯이 지반의 깊이가 증가할수록 동적 p-y 중추곡선의 초기기울기 및 극한지반반력이 증가하는 경향을 보이며 이러한 경향은 1.3m까지 나타났다. 깊이 1.43m에서는 더 이상 p-y 거동의 차이가 나타나지 않는 것을 확인할 수 있었으며 이에 본 연구에서는 점성토 지반에서 p-y 거동의 영향이 없는 임계 깊이를 1.3m로 보고 분석을 수행하였다.

동적 p-y 중추곡선을 쌍곡선 함수로 나타내는데 필요한 극한지반반력과 초기지반반력계수를 비배수전단강도와 구속압의 함수로서 도출하였으며 그 과정은 다음과 같다.

4.1.1 극한지반반력(p_u)

그림 7에서 보면 각 깊이에서 발생한 변위가 극한지반반력을 유발할 정도로 크지 않았기 때문에 동적 p-y 곡선의 최대지반반력점을 쌍곡선함수로 외삽하여 각 깊이에서의 극한지반반력(식 (2)의 p_u)을 결정하였다. 그림에서 볼 수 있듯이 깊이가 증가할수록 극한지반반력이 증가하는 것을 볼 수 있으며 이에 극한지반반력과 깊이에 대한 관계식을 Matlock(1970)이 제안한 식 (3)을 이용하여 결정하였다.

$$p_u = N_p s_u d \quad (3)$$

여기서, $N_p = A + \frac{\sigma_x}{s_u} + J \frac{z}{d}$ (임계깊이 위)

$N_p = A'$ (임계깊이 아래)

식 (3)에서 s_u 는 비배수전단강도, σ_x 는 구속압, d 는 말뚝 직경, z 는 깊이, A, J 는 회귀분석상수이다. A 와 J 를 결정하기 위하여 식 (3)의 N_p 를 깊이에 대한 함수, 즉 식 (4)처럼 변형한 뒤, 그림 8과 같이 회귀분석을 수행하였으며, 그 결과 A 는 1.246, J 는 1.21로 결정되었다.

$$N_p = A + \left(\frac{\gamma'}{s_u} + \frac{J}{d} \right) z \quad (4)$$

여기서, γ' 은 유효단위중량

본 실험에서의 임계 깊이는 동적 p-y 거동이 나타나지

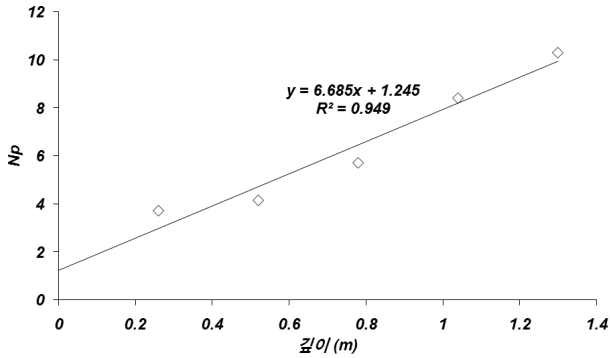


그림 8. 깊이에 따른 N_p

않는 1.3m로 하였으며 임계 깊이 아래에서의 N_p 값은 1.3m에서의 N_p 값인 10으로 산정하였다. 최종적으로 극한 저항력에 대한 경험식은 식 (5)와 같이 결정하였다.

$$p_u = N_p s_u d \quad (5)$$

$$N_p = 1.246 + \frac{\sigma_x}{s_u} + 1.21 \frac{z}{d} \text{ (임계깊이 위)}$$

$$N_p = 10 \text{ (임계깊이 아래)}$$

일반적인 경우에서의 임계 깊이(z_r)는 N_p 값이 같아지는 점으로 식 (6)과 같이 결정할 수 있다.

$$z_r = \frac{8.754d}{\frac{\gamma' d}{s_u} + 1.21} \quad (6)$$

4.1.2 초기지반반력계수(k_{ini})

그림 7을 보면 초기지반반력계수 역시 깊이에 따라 증가하는 것을 확인할 수 있으며, 이에 깊이에 따른 초기지반반력계수 식을 산정하였다. 외삽을 통해 얻은 k_{ini} 의 값은 곡선의 접선기울기로 변동성이 크기 때문에 도로교설계기준에서 정한 말뚝의 탄성한계인 말뚝 직경 1%에서의 지반반력 p 를 이용한 지반반력계수 K 를 식 (2)와 결합하여, 식 (7)과 같이 정의하였다. 따라서 지반반력계수 K 를 구하면, 식 (8)과 같이 k_{ini} 을 산정할 수 있다(양의규, 2009).

$$\frac{p}{0.01D} = \frac{1}{\frac{1}{k_{ini}} + \frac{0.01D}{p_u}} = K(N/cm^2) \quad (7)$$

$$k_{ini} = \frac{K p_u}{p_u - K \frac{D}{100}} \quad (8)$$

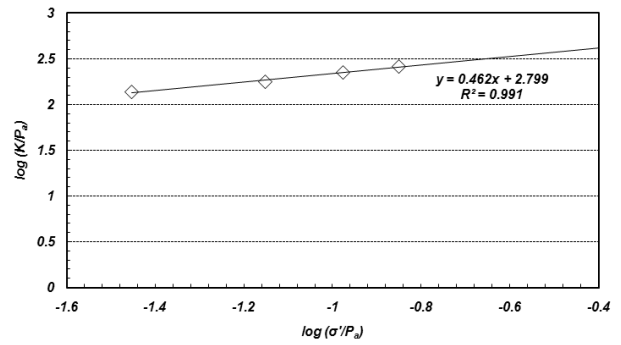


그림 9. 지반반력계수 K 관계식의 통계 상수 결정

깊이에 따른 지반반력계수 K 의 관계식을 산정하기 위해, Janbu(1963)가 제안한 지반반력계수와 구속압의 관계식인 식 (9)를 골격으로 하여 지반반력계수 관계식을 결정하였다.

$$K = A P_a \left(\frac{\sigma'}{P_a} \right)^n \quad (9)$$

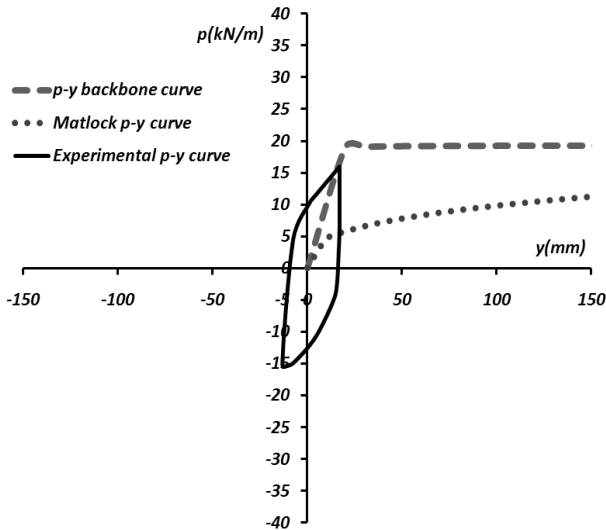
여기서, P_a 는 대기압($10.13 N/cm^2$), σ' 은 구속압, A, n 은 통계상수를 나타낸다. A, n 을 결정하기 위해 식 (9)를 식 (10)과 같이 로그 스케일로 변형하여 선형회귀 분석을 수행하였으며, 그 결과를 그림 9에 도시하였다. 그림 9의 결과는 임계깊이 보다 얇은 깊이인 0.26m, 0.52m, 0.78m, 1.04m에서 산정된 p-y 곡선의 지반반력계수(K)값과 이때의 구속압을 이용하여 결정되었다. 최종적으로 지반반력계수에 대한 경험식을 식 (11)과 같이 결정하였으며 이를 이용하여 초기 지반반력계수(k_{ini})을 식 (8)로부터 구할 수 있다.

$$\log\left(\frac{K}{P_a}\right) = \log A + n \log\left(\frac{\sigma'}{P_a}\right) \quad (10)$$

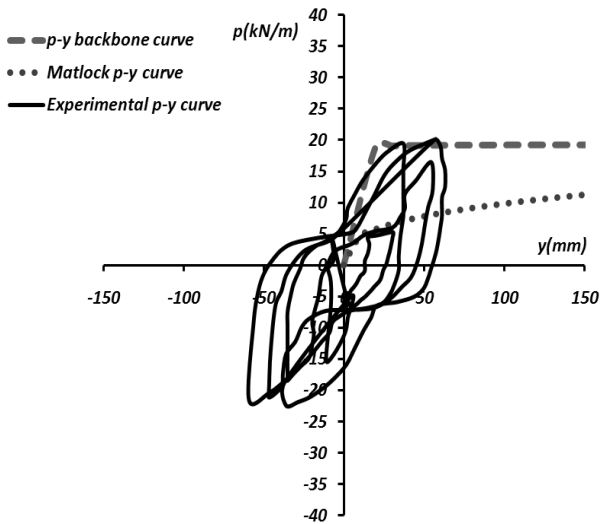
$$K = 630.23 P_a \left(\frac{\sigma'}{P_a} \right)^{0.46} \quad (11)$$

4.2 제안된 동적 p-y 중추곡선의 검증

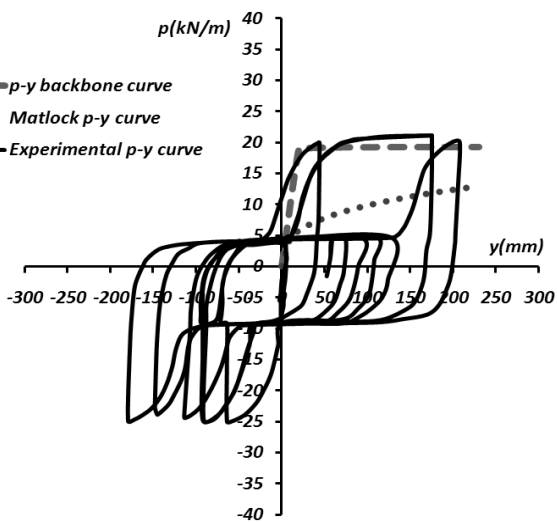
본 연구에서 제안한 동적 p-y 중추곡선의 검증을 위하여 현재 점성토 지반 조건에 널리 사용되고 있는 Matlock (1970)의 정적 p-y 곡선과 함께 기존 문헌(Boulanger 등, 1999; Rovithis 등, 2009)에 발표된 원심모형실험 결과와 비교하였다. Boulanger 등(1999)은 연약한 점성토에 근입된 모형 말뚝에 대하여 원심모형실험을 수행하여 점토에 근입된 말뚝의 동적 p-y 거동에 대하여 분석한 바



(a) 입력가속도 0.05g(2.1m 깊이)

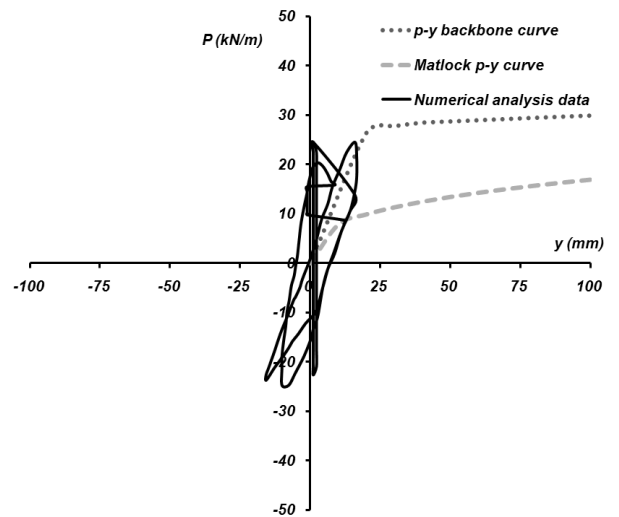


(b) 입력가속도 0.2g(2.1m 깊이)

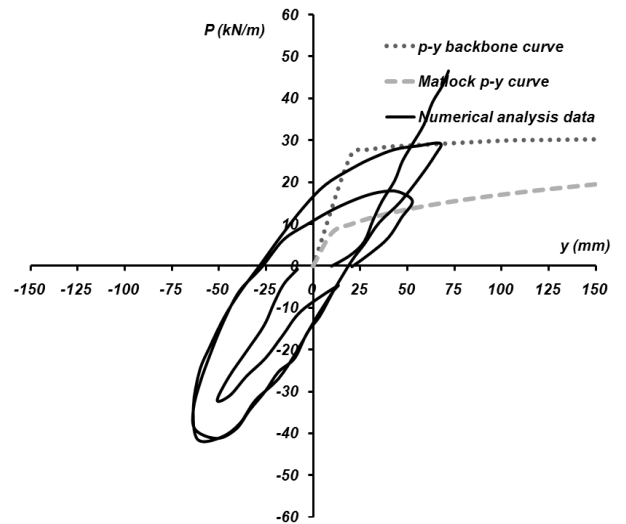


(c) 입력가속도 0.58g(2.1m 깊이)

그림 10. 동적 p-y 중추곡선과 원심모형실험 결과(Boulanger 등, 1999)의 비교



(a) 입력 가속도 0.05g(깊이 4.5m)



(b) 입력 가속도 0.20g(깊이 4.5m)

그림 11. 동적 p-y 중추곡선과 수치해석 결과(Rovithis 등, 2009)의 비교

있다. 원형기준 직경 0.67m 모형 말뚝을 이용하여 실험하였으며, 0.05g에서 0.58g까지의 지진 가속도 크기를 갖는 Kobe 지진파로 실험을 수행하였다. 그림 10은 Boulanger 등의 실험 결과 얻은 실험 p-y 곡선과 Matlock의 정적 p-y 곡선, 본 연구에서 제안한 동적 p-y 중추곡선과 비교한 결과이다. 또한 Rovithis 등 (2009)은 수치해석을 통하여 점성토에서의 지진시 p-y 곡선을 산정한 바 있다. 그림 11은 Rovithis 등의 p-y 곡선과 본 연구에서 제안한 동적 p-y 중추곡선과 비교한 결과이다. 그림 10과 그림 11에서 나타나듯이 본 연구에서 제안한 동적 p-y 중추곡선이 Matlock의 정적 p-y 곡선에 비해 동적 p-y 거동의 초기 기울기 및 최대 지반반력을 정확히 예측하고

있으며, 따라서 지진시 말뚝-지반 구조물의 실제 거동을 좀 더 정확히 모사하고 있음을 알 수 있다.

5. 결론

본 연구에서는 엄밀한 상사법칙을 적용하여 연약 점성토 지반에 근입된 모형 말뚝을 대상으로 다양한 입력 가속도 및 진동수 조건에서 1g 진동대 실험을 수행하고, 실험에서 구한 동적 p-y 곡선을 이용하여 다음과 같은 결과를 얻어내었다.

- (1) 모형 점성토 시료는 카올리나이트, 벤토나이트, 플라야애쉬를 각각 67.5%, 22.5%, 10%의 비율로 혼합하였으며, 원형으로 환산하였을 경우 비배수 전단 강도 92.6kPa, 전단파 속도 144m/s를 갖는 연약한 점성토 지반을 조성하였다.
- (2) 1g 진동대 모형 실험을 통해 구한 동적 p-y 곡선은 입력 가속도 진폭의 크기가 증가할수록 말뚝의 변위 및 지반 반력이 증가하였으나, 극한 지반 반력이 발현될 것으로 예상되는 변위에 가까워질수록 지반 반력의 증가량이 감소하였다. 따라서, p-y 곡선의 강성을 나타내는 할선 기울기는 작은 입력 가속도 수준에서는 거의 일정하였으며, 가속도 크기가 증가하면서 점차 감소하였다. 또한, 입력 진동수의 크기가 증가할수록 p-y 곡선의 할선 기울기도 다소 증가하는 경향을 보여주었다.
- (3) 실험 동적 p-y 곡선 상 최대지반반력이 나타나는 점들을 연결하여, 연약한 점성토 지반 조건에서의 내진설계시 적용 가능한 동적 p-y 중추곡선을 Kondner (1963)가 제안한 쌍곡선 함수 형태로 나타내었으며, 이 때 필요한 두 가지 매개 변수 극한 저항력과 초기 지반반력계수를 각각 Matlock(1970)과 Janbu(1963)의 식을 이용하여 제안하였다.
- (4) 본 연구에서 제안한 동적 p-y 중추곡선은 기존 문헌에 발표된 원심모형실험 결과와 비교하여 검증하였으며, 현재 널리 사용되고 있는 정적 p-y 곡선에 비해 실험 결과와 유사한 결과를 나타내어, 지진시 말뚝-지반 구조물의 실제 거동을 좀 더 정확히 모사하였다.

감사의 글

본 연구는 2007년도 한국학술진흥재단(KRF-2007-

D00256)과 2009년도 정부(교육과학기술부)의 재원으로 한국과학재단의 지원을 받아 수행된 연구(No. R0A-2007-000-10004-0(2009))이며, 이에 감사의 뜻을 표합니다.

참고 문헌

1. 양의규 (2009), *Evaluation of dynamic p-y curves for a pile in sand from 1g shaking table tests*, 박사학위논문, 서울대학교.
2. 윤종구, 김동수, 유제남 (2003), “지중구조물의 내진설계를 위한 기반면의 속도응답 스펙트럼 및 응답변위 산정기법에 대한 연구”, *한국지반공학회 논문집*, 제19권, 제4호, pp.149-155.
3. 한국지반공학회 (2006), “지반구조물의 내진설계”, 구미서관, pp. 278-287.
4. American Petroleum Institute (API) (1987), *Recommended practice for planning, Designing and constructing fixed offshore platforms*, API Recommendation Practice 2A (RP 2A), 17th edition.
5. Boulanger, R.W., Curras, C.J., Kutter, B.L., Wilson, D.W., and Abghari, A. (1999), “Seismic soil-pile-structure interaction experiments and analyses”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol.125, No.9, pp.750-759.
6. Dou, H., and Byrne, P.M. (1996), “Dynamic response of single piles and soil-pile interaction”, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.33, No.1, pp.80-96.
7. Iai, S. (1989), “Similitude for shaking table tests on soil-structure-fluid model in 1g gravitational field”, *Soils and Foundations*, Vol.29, No.1, pp.105-118.
8. Janbu, N. (1963), “Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial test”, *Proceedings of the European Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering*, Wiesbaden, Germany, Vol.1, pp.19-25.
9. Kondner, R.L. (1963), “Hyperbolic stress-strain response: Cohesive soils”, *J. Soil Mechanics and Foundations Div.*, Vol.89, No.1, pp. 115-144.
10. Lefebvre, G., and LeBoeuf, D. (1987), “Rate effects and cyclic loading of sensitive clays”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol.113, No.5, pp.476-489.
11. Matesic, L., and Vucetic, M. (2003), “Strain-Rate effect on soil secant shear modulus at small cyclic strains”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol.129, No.6, pp. 536-549.
12. Matlock, H. (1970), “Correlations for design of laterally loaded piles in soft clay”, *Proceeding of Offshore Technology Conference*, Houston, Texas, pp.577-594.
13. Meymand, P.J. (1998), *Shaking table scale model tests of nonlinear Soil-Pile-Superstructure interaction in soft clay*, Ph.D. Dissertation, University of California, Berkeley
14. Reese, L.C., Cox, W.R., and Koop, F.D. (1975), “Field testing and analysis of laterally loaded piles in stiff clay”, *Proceeding of Offshore Technology Conference*, Houston, Texas, pp.671-690.
15. Rovithis, E., Kiratas, E., and Ptilakis, K. (2009), “Experimental p-y loops for estimating seismic soil-pile interaction”, *Bull Earthquake Engineering*, Vol.7, pp.719-736.
16. Ting, J.M., Kauffman, C.R., and Lovicsek, M. (1987), “Centrifuge static and dynamic lateral pile behavior”, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.24, pp.198-207.

(접수일자 2010. 6. 18. 심사완료일 2010. 7. 20)