

원심모형실험에 의한 강관말뚝의 수평거동연구

A Study on the Lateral Behavior of Steel Pipe Piles in Centrifugal Test

김 영 수*¹

Kim, Young-Su

서 인 식*²

Seo, In-Shik

김 병 탁*³

Kim, Byoung-Tak

Abstract

This paper presents results from a series of model tests on laterally loaded single piles with both free-head and free-tip conditions. Model tests, using a centrifuge apparatus(middle size, Mark II in T.I.T.) were carried out in sand based on the variation of different gravity acceleration and flexural stiffness of the pile and relative density of the soil. The aims of this study are to estimate the effect of gravity acceleration, flexural stiffness, and relative density on the behavior of the pile embedded in Toyoura sand and to evaluate the applicability of a family of the p-y curves which was presented by several reseachers(Murchison & O'Neill, Reese et al., Scott, Det Norske Vertas, Kondner). The program is developed by using p-y curves, and it can be used for the calculation of the displacement distribution, bending moment distribution, and soil reaction distribution. By comparing measured responses with predicted one it is shown that the results of the p-y curve equation presented by Murchison & O'Neill and Kondner agreed with the general trend observed by the centrifuge tests much better than the numerical solutions predicted by the other sets of p-y curves.

요 지

본 논문은 말뚝의 선단과 두부조건이 자유이며 수평하중을 받고 있는 수직말뚝의 모형실험에 대한 결과를 보여주고 있다. 모형실험은 원심모형실험기(동경공업대학:MarkII)를 이용하여 현장응력상태하의 사질토지반에서 실시되었으며, 중력가속도, 휨강성, 그리고 지반의 상대밀도를

*¹ 정회원, 경북대학교 공과대학 토목공학과 교수

*² 정회원, 경동전문대학 토목과 교수

*³ 경북대학교 대학원 토목공학과 박사과정

달리하여 실험을 실시하였다. 본 연구의 목적은 Toyoura 모래에 근입된 말뚝의 거동에 대해 중력가속도, 휨강성, 그리고 상대밀도의 영향과 여러학자(Murchison & O'Neill, Reese et al., Scott, Det Norske Vertas, Kondner)들에 의해 제안된 p-y곡선의 적용성 검토에 있다. p-y곡선에 의해 프로그램이 만들어졌으며, 이 프로그램으로 말뚝의 수평변위와 모멘트 그리고 지반반력 분포를 예측할 수 있다. 실측된 거동과 예측된 거동의 비교에서, Murchison & O'Neill과 Kondner에 의해 제안된 p-y곡선식의 결과가 다른 식들보다 실측결과와 일치하였다.

Keywords : P-y curve, Centrifuge apparatus, Pile, Lateral load, Gravity acceleration, Flexural stiffness, Relative density

1. 서론

말뚝기초는 이미 국내에서 가장 많이 사용되고 있는 기초 형식중의 하나로 상부구조물에 의한 수직하중이나 지진, 바람에 의한 풍하중, 기계의 진동, 폭발진동, 그리고 기초측면의 토사유동에 의한 수평하중을 지반에 전달하여 토목공사의 안정성 문제에 있어서 하부구조의 안정성을 확보하는 것이 궁극적인 목적이라 할 수 있다.

말뚝기초의 해석에서 가장 중요한 것은 말뚝의 거동을 예측하는 것이라 할 수 있으며, 흙의 응력 변형거동이 비선형적으로 이루어지기 때문에 수평하중에 의한 말뚝기초의 거동은 작은 응력범위에서도 비선형 거동을 보이고 있다. 이러한 사실은 Matlock, Reese et al. (1974), Geogiadis & Butterfield(1992), Murchison & O'Neill(1984), Ting, Meyerhof et al, Abendroth & Greimann, Bouafia & Garnier, Yan & Byrne(1992) 등에 의한 과거의 경험적인 연구에서 보여주고 있으며 비선형 해석방법의 필요성을 제시하고 있다.

현실적으로 수평하중을 받는 말뚝기초의 거동해석에는 흙에서의 비선형 지반반력상수와 말뚝의 보 해석(beam theory)을 이용하는 p-y 해석법을 자주 이용하고 있다. 이 p-y 해석법은 지반의 특성, 지표면아래의 깊이, 기초의 직경에 상당히 의존하고 있으며, 과거에 여러학

자들이 현장에서의 실험에 바탕으로 한 균질한 지반의 여러 종류에 대한 p-y 곡선의 기준을 제안하였다. 실제과정에 필요한 변수들과 해석의 평가와 공식의 선정을 위해, 과거에는 현장상태의 말뚝기초 실험에 의존하여 왔으나, 이러한 현장실험은 큰 비용과 경험적 판단의 어려움과 변수의 통제가 어려움으로 인해 한정적으로 이루어져 왔다. 그러나, 작은 비용과 응력 및 지반조건이 통제가 용이한 소형 모델실험들은 최근에 상당한 관심과 연구가 수행되고 있는 실정이다(Geogiadis et al., 1992; Yan & Byrne, 1992).

소형모델실험에서도 현장상태의 응력조건을 가장 잘 재현 할 수 있는 원심모형실험기는 현장상태의 크기를 1/n배로 감소시킨 모형지반에서 축소된 크기에 반해 중력가속도를 n배로 증가시켜서 현장상태의 응력상태를 재현하여 모형지반내에서 말뚝기초의 거동을 모델링 할 수가 있다. 이에 본 연구에서는 원심모형실험기(Mark II)내에 선단과 두부부분이 자유조건인 수평정적하중을 받고 있는 강관말뚝기초를 근입하여 지반의 상대밀도와 말뚝의 강성계수 그리고 원심장내에서의 중력가속도(g)의 크기에 의한 말뚝기초의 거동특성을 연구하였다. 또한 말뚝의 수평거동에 영향을 끼치는 인자들에 대해 원심모형실험을 실시하여 얻어진 결과는 Konder(1963), Murchison & O'Neill(1984), Reese et al. (1974), Det Nor-

ske Veritas(1980), Scott(1980), 그리고 Norris(1986)에 의해 제안된 p-y 해석법을 기초로 하여 만든 프로그램에 의해 예측된 모멘트(moment) 분포와 하중-변위관계를 비교하여 현장에서 실시한 결과를 바탕으로 하여 제안된 식들의 타당성을 검토하였다.

2. 원심모형실험

원심모형실험기기는 Pokrovski에 의해 최초로 고안되어서 지금까지 여러학자들에 의해서 꾸준한 발전을 거듭하며 이용되어져 왔다. 비록, 과거에는 몇가지 이유로 인해 국제적으로 인정되기까지는 늦었지만, 지금에 와서는 이 기기의 유용성으로 인해 상당한 보급을 보이고 있으며 토목공학의 발전에 많은 기여를 하고 있다. 지반공학의 측면에서, 원심모형실험 기술의 응용은 과거 수십년간에 걸쳐 서구에서 점진적으로 증가하고 있으며 사면 안정문제, 지반의 지지력, 연안의 중력식 구조물, 말뚝의 수직 수평거동, 옹벽 안정문제, 액화현상, 그리고 댐에서의 지진에 대한 안정문제 등과 같이 다양한 지반에 관한 연구에 대해 응용되고 있다(Schofield, 1988).

특히, 흙의 거동은 복잡한 요인으로 인해 비선형적인 거동을 보이고 있으며 흙에 가해지는 응력에 상당히 의존하기 때문에, 현장과 동일한 재료의 흙으로 모델실험을 수행해야 할 필요성이 있으며 현장상태와 거의 동일한 응력상태에서 모델실험을 수행해야 하는 어려움이 있다. 현장의 1/n배로 축소된 소형모델실험내의 응력을 현장상태와 동일하게 유지하기 위해서는 소형모델실험시 단위체적중량을 n배 증가시켜야만 한다. 그러나, 원심모형실험기는 중력가속도를 n배 만큼 증가시킴으로 인해 가능해진다.

이와같이 중력가속도를 n배 만큼 증가시켜 준 가속도장 상태에서 모델실험을 수행해 현장과 거의 동일한 응력장을 재현시켜줄 뿐만 아니라 현장과 동일한 크기의 실험을 실시 할 수

가 있어 과거의 실험적 난점들을 극복하여 주고 있다.

표 1. 모델실험과 현장실험의 상사비

	Model / Prototype	
	중력장(lg)	원심가속장(ng)
길이, L	1/n	1/n
면적, A	1/n ²	1/n ²
체적, V	1/n ³	1/n ³
응력, σ	1/n	1/1
힘, F	1/n ³	1/n ²
변형, ϵ	1/1	1/1
변위, y	1/n	1/n
시간, t	1/n	1/n ²
지반반력, p	1/n ²	1/n
휨강성, EI	1/n ⁵	1/n ⁴
탄성계수, E	1/n	1/1
단면2차모멘트, I	1/n ⁴	1/n ⁴

동일한 흙을 사용하여 중력가속도를 증가시켜 실험할 경우, 가속도 크기에 따른 모델결과와 현장결과의 상사비는 표 1과 같다.

3. 실험방법 및 실험조건

3.1 실험장치

본 연구에서 이용한 원심모형실험기는 동경공업대학(T.I.T.)의 1ton의 하중을 중력가속도의 38배 속도(38g-ton)로 회전 시킬 수 있는 기기로 개요도와 주요제원은 그림 1과 표 2와 같으며, 원심모형실험기는 본체, 슬립 링(slip ring) 및 계측장치, 회전 빔 및 모델박스(box), 모터와 제어박스(control box)로 크게 4가지에 의해 구성된다. 본체는 시험기의 구성장치를 설치하기 위한 기본 구조물로 회전 팔과 회전대가 주축을 이룬다. 회전 빔에는 모델 박스를 설치할 수 있는 바스켓(basket) 2개가 있으며, 하나는 모델 박스를 설치하기 위해 다른 하나는 수평으로 회전할 수 있게 하기 위해서 무게

평형을 잡아주는 역할을 한다. 슬립 링은 계측기로부터 시험기 외부에 위치한 데이터 수집체제로 기계적 신호를 보내는데 이용되며, 모터는 원심모형시험기를 가동시키는 장치로서 일정한 속도를 유지시키는 기능을 갖고 있다. 모델 박스는 30×49.5×40cm의 박스로 양측면과 후면 그리고 밑면이 5mm 두께의 스테인레스 스틸(stainless steel)로 되어 있으며, 앞면은 실험동안의 관찰을 용이하게 하기 위해 1cm 두께의 아크릴 판으로 되어 있다.

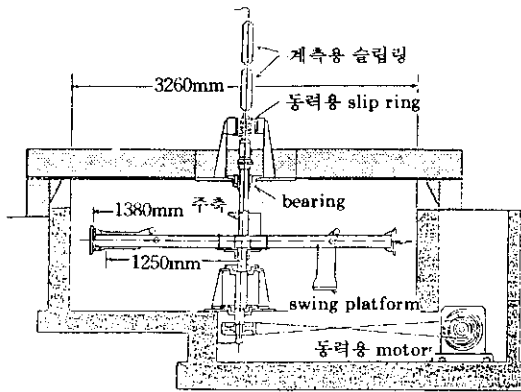


그림 1. 원심모형시험기 개요도(MARK II)

표 2. 원심모형시험기의 주요제원

G-Range	1g to 150g at 1250mm
Motor	Electric Motor (15KW)
Working Radius	1250mm - 1380mm
Payload Capacity	38g-ton
Package Size	30×49.5×40cm

3.2 실험방법

말뚝기초의 수평거동을 관찰하기 위하여 이용된 모형기초는 직경이 1cm, 두께가 0.2-0.5mm, 길이가 10-25cm 인 스테인레스 스틸 파이프이며, 탄성계수는 $2.14 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ 이다. 모형기초에서 수평하중에 의해 지반내 기초에서 발생하는 휨 모멘트를 측정하기 위해

기초의 내부 8개 지점에 5%의 변형까지 측정할 수 있는 변형 게이지(strain gauge)를 양방향에 모두 16개를 부착하여 모멘트의 변화를 측정하였다. 본 실험에서는 모형기초의 두부조건과 선단조건은 회전을 허용하는 자유조건이며, 지표면에서의 회전 모멘트 팔은 모형실험에서 3cm로 하였다.

모형실험에 들어가기 전에 모형기초의 두부부분을 고정하여 선단 부분에 하중을 500g씩 증가시켜 4kg까지 가해 모멘트와 변형률의 관계에서 상관계수를 구하여 실험시 모멘트결정에 이용하였다. 이때 휨기초에서는 1500μ 에서 소성변형이 발생하여, 실험시에 변형률이 1500μ 를 넘지 않은 범위내에서 실험을 실시하였다. 모형지반을 성형하기 전에 모형기초를 모델 박스내에 수직을 유지하여 둔 상태에서 모형지반의 구성을 위해 공중낙하법에 의해 지반을 3층으로 나누어서 Toyoura 모래를 평균 130cm의 낙하고로 지반을 성형하였다. 성형된 지반의 상대밀도는 성형을 완료한 후 모델 박스내 모래의 건조무게와 체적으로 지반의 상대밀도를 구하였다.

기초의 배치와 지반 성형이 완료된 후 지반 위의 계측장치인 레이저 센서(laser sensor)와 하중계(load cell) 그리고 오일 잭(oil jack)에 부착된 변위계(LVDT)를 모델 박스에 고정시킨 다음에 모델 박스를 원심모형시험기내의 회전 바스켓에 설치하여 각종 계측기를 슬립 링에 연결한다. 모든 실험장치를 장착한 장면은 그림 2와 같다.

지반의 성형에 사용된 Toyoura 모래의 물리적 특성과 3회의 체분석시험에 의한 입도분포 곡선은 표 3과 그림 3과 같다. 수평정적하중의 재하방식은 변형제어방식으로 실시하였고 재하속도는 0.25 mm/min 로 실시하였다. 지반내의 지반계수(k_v)는 깊이에 따라 변화하는 분포로 가정하여 Mitachi et al.(1992)가 삼축압축 시험에 의해 제안한 식을 이용하여 구하였다. 본 연구에서 실시된 실험의 모형지반 조건과 모형기초의 조건을 나타내면 표 4와 같다.

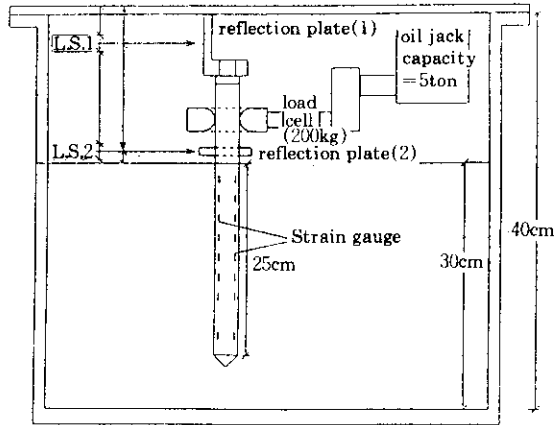


그림 2. 모델 박스내 실험장치 배치도

표 3. Toyoura 모래의 물리적 특성

G_s	e_{max}	e_{min}	D_{50}	C_u
2.64	0.907	0.673	0.19	1.56

4. 실험결과

지반에 근입된 수직말뚝기초의 거동은 크게 강성말뚝기초(rigid pile)와 휨성말뚝기초(flex-

표 4. 모형기초 및 지반조건

실험 code	가속도 상내					상대 밀도 (%)
	d (cm)	t (mm)	L (cm)	EI (kg·cm ²)	가속도 (g)	
KK03	1.0	0.2	10	15825.6	50	92.1
KK04	1.0	0.2	10	15825.6	100	91.2
KK07	1.0	0.5	25	31607.7	50	89.9
KK08	1.0	0.5	25	31607.7	25	86.3
KK09	1.0	0.5	25	31607.7	25	70.7
KK10	1.0	0.5	25	31607.7	50	66.1
KK17	1.0	0.2	25	13914.6	25	84.6
KK18	1.0	0.2	25	13914.6	50	84.8
KK19	1.0	0.2	25	13914.6	25	66.7
KK20	1.0	0.2	25	13914.6	50	72.4

ible pile)의 거동으로 나눌 수 있으며, 구분기준은 상대 휨성계수, $K_r (=E_p I_p / E_s L^4)$ 에 의한다. 상대휨성계수에 의해 구분된 강성·휨성 말뚝기초에 대한 하중-변위관계, 지반내 하중-최대 모멘트관계, 지반내 모멘트분포 그리고 지반항복을 고려한 Budhu & Davies(1987)와 Randolph(1981)의 최대모멘트·발생깊이가 실측치와 비교검토 되었다.

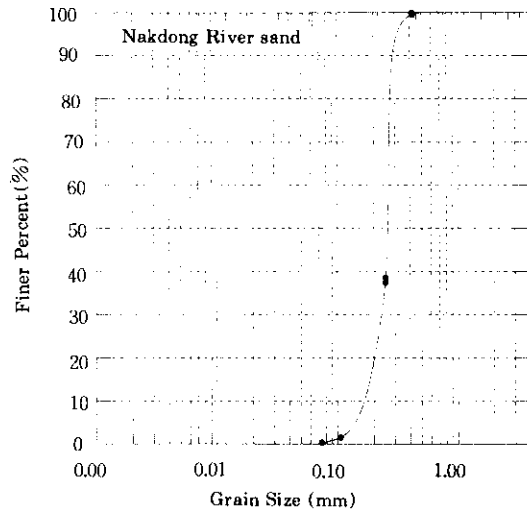


그림 3. Toyoura 모래의 입도곡선

4.1 하중-변위관계

말뚝기초에 수평하중이 가해지는 경우에 있어, 하중-변위곡선에서 초기의 적은 지반변형에서는 지반과 기초는 탄성영역에 있으며 하중이 증가함에 따라 지반이 소성영역으로 이동하면서 지반의 전단파괴로 인해 하중-변위곡선은 1차 굴절을 하게 된다. 그리고, 하중이 더욱 증가하면서 기초 또한 소성영역으로 이동하여 하중-변위곡선에 2차 굴절이 발생하며 결국은 기초의 파괴로 이어진다.

이러한 1·2차 굴절은 하중(logP)-변위(logδ)곡선에서 명확히 관찰할 수가 있다. 지반의 전단파괴(1차굴절)에서 기초의 파괴(2차 굴

절)까지는 상당히 짧은 시간내에 발생하므로
지반붕괴시의 하중결정은 중요하다. 본 실험에
서는 강성말뚝에 대해서는 항복하중을 관찰할
수 있으나, 휨성말뚝에서는 기초의 탄성변형 한
계(1500 μ)내에서 실험중에 항복하중을 관찰하
기에는 무리가 있었다. 강성말뚝(KK03, KK
04)에 대한 하중-변위곡선을 산술곡선과 대수
곡선으로 나타내면 그림 4와 그림 5와 같다.
그림 4에서는 세장비(L/d)가 35.7로 동일하고
기초의 기초의 강성계수($E_p I_p$)가 다른 기초에
대한 하중-변위곡선을 나타내고 있으며, KK03
에서는 수평 상대변위(δ/d)가 1.4정도에서 극
한 하중이 나타나고 있으나 KK04에서는 상대
변위가 0.9까지도 하중-변위곡선의 기울기가
KK03보다도 급하게 나타나고 있다.

그림 5에서는, KK04에서 $\delta/d=0.9$ 부터는
지반의 붕괴가 일어나기 시작하고 있음을 알
수 있으며 실험 후 지반표면의 붕괴가 관찰 되
었는데 이는 초기붕괴로 판단된다. KK03에서
는 $\delta/d=0.3$ 에서 지반의 붕괴로 인한 수평 항
복하중은 13.26kg으로 나타났다. 하중-변위곡
선에서 나타난 바와 같이 강성기초에서는 하중
과 변위의 관계가 기초의 강성과 기초의 근입

표 5. 원심모형실험 결과

실험 code	Horz. Load (kg)		Max. Moment (kg·cm)		Rel. Stiff. K_r
	y/d =5%	y/d =10%	y/d =5%	y/d =10%	
KK03	3.358	6.437	-	423.75 μ	0.0036
KK04	9.239	12.796	-	588.75 μ	0.0026
KK07	2.08	5.32	10.196	28.601	0.000195
KK08	2.76	4.64	19.183	32.749	0.000165
KK09	2.8	4.6	15.726	29.206	0.000181
KK10	3.36	5.68	19.701	36.489	0.000132
KK17	1.964	3.588	9.654	18.623	0.000074
KK18	2.376	3.98 (9%)	10.05	18.803 (9%)	0.000054
KK19	1.524	2.796	7.817	15.273	0.00008
KK20	2.16	3.9	19.559	10.518	0.000057

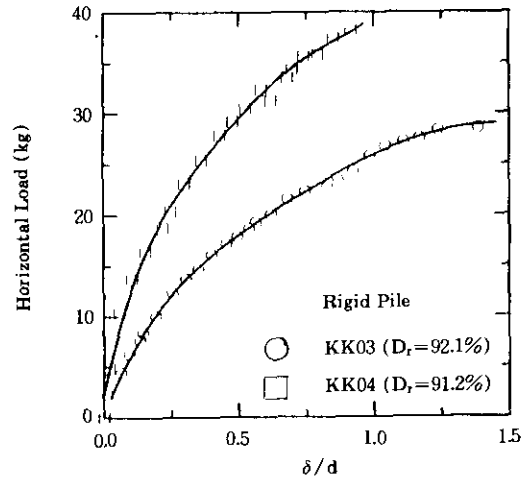


그림 4. 하중-변위관계

깊이에 상당히 의존하는 것을 알 수가 있다.

그림 6과 7은 휨성말뚝(KK07,08,09,10,17,18,
19,20)에 대한 하중-변위곡선을 나타낸 것이다.
상대 수평변위($\delta/d=5.10\%$)에 대한 모델실험
에서의 결과는 표 5에 나타나 있다. 두께가
0.2mm일때, 중력장이 25g에서 50g로 2배 증가
함에 따라 상대밀도가 66.7-72.4% 범위에서는
 $\delta/d=0.1$ 에서 하중이 1.39배 증가하였고, 상대
밀도가 84.6-84.8% 범위에서는 $\delta/d=0.05$ 에
서 하중이 1.17배 증가하였다. 두께가 0.5mm
일때, 중력장이 25g에서 50g로 2배 증가함에

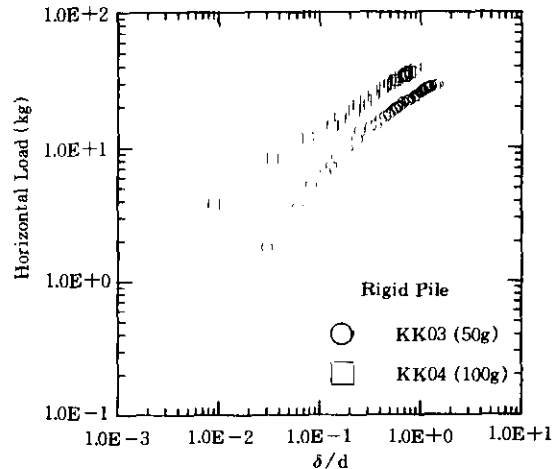


그림 5. 하중-변위관계 (항복)

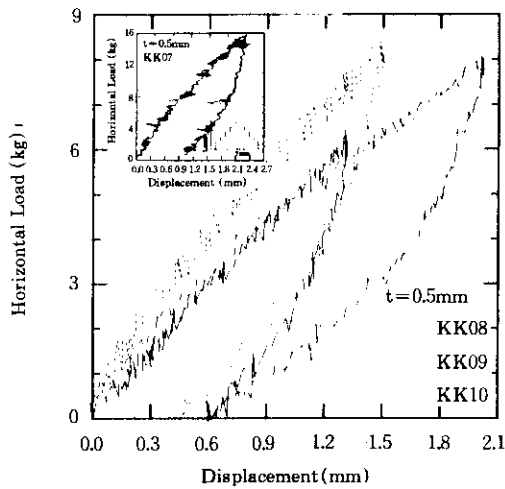


그림 6. 하중-변위관계(KK07, 08, 09, 10)

따라 상대밀도가 66.1-70.7% 범위에서는 $\delta/d=0.1$ 에서 하중이 1.28배 증가하였다. 이와 같이 휨성말뚝에서는 강성계수와 상대밀도가 증가함에 따라 변위에 대한 하중의 증가가 둔화됨을 관찰할 수 있었다.

4.2 수평변위-모멘트관계

실험 KK03과 KK04에 대한 강성말뚝의 모멘트 분포는 그림 8과 같이 나타났다. 기초의 모멘트분포를 측정하기 위하여 기초내에 설치된 변형 게이지에서 얻어진 변형률에 의하면, KK03의 실험에서 $\delta/d=0.5$ 와 $\delta/d=1.0$ 의 최대 모멘트가 $\delta/d=0.1$ 의 최대 모멘트에 비해 2.87배와 4.87배로 크게 나타났으며 δ/d 의 증가에 따른 최대 모멘트의 발생위치가 지반에서 기초길이의 40%지점으로 $\delta/d=1.0$ 까지 유지되었다.

KK04의 실험에서는 그림에서와 같이 지반에서 기초길이의 40%지점에서 모멘트의 감소를 나타내나 이는 변형 게이지의 브릿지 박스내 연결선의 접촉불량으로 나타나 모멘트분포형상에서 최대 모멘트 발생위치를 40%지점으로 판단할 수 있다.

δ/d 의 증가에 의한 최대 모멘트 발생위치가

$\delta/d=1.0$ 에서 20%지점으로 상승하는 것을 관찰할 수 있었다. 이는 KK04의 상대 강성계수(K_r)가 0.0026으로 KK03보다는 휨성에 가까움으로 인해 과도한 수평변위에서 최대 모멘트의

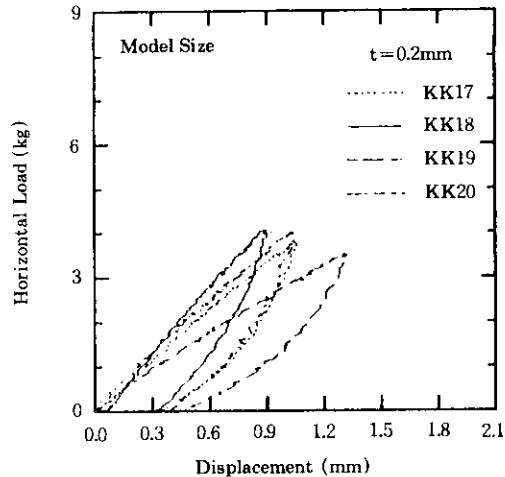


그림 7. 하중-변위관계(KK17, 18, 19, 20)

위치가 상승한 것으로 판단된다.

휨성기초에 대해 지반을 깊이 에 따라 지반계수가 비례하는 Gibson soil의 탄성체로 가정하여 유한요소해석과 수치해석에 의해 최대모멘트 위치를 제안한 Randolph(1981)와 Budhu & Davies(1987)의 식에 의하면, KK03 실험에서는 최대모멘트 위치가 각각 지반에서 기초길이의 48%지점(Ran.), 67.5%지점(Budhu & Davies)으로 나타났으며 KK04실험에는 각각 41.2%지점(Ran.), 57.9%지점(Budhu & Davies)으로 나타났다. 최대모멘트 위치의 산정은 Randolph의 제안식(1981)이 강성이 적은 KK04 실험에서 Budhu & Davies의 식(1987)보다 더 근접함을 보이고 있다.

그림 9는 휨성말뚝에 대한 모멘트분포를 δ/d 와 중력가속도에 대해 나타낸 것이다. δ/d 가 0.05에서 0.1로 증가함에 따른 상대밀도에 대한 최대모멘트 증가는 그림 9에서 KK08-09의 경우 각각 1.22배, 1.12배 그리고 KK17-19의 경우 각각 1.24배, 1.22배로 나타나 거의 변

화가 없는 것으로 관찰 되었다. 그림 10에서는 KK07-10의 경우 각각 1.93배, 1.28배 그리고 KK18-20의 경우 각각 1.04배, 1.04배로 나타났다. 이와 같이 중력장이 25g에서 50g로 증가함에 따라 현장상태에서는 말뚝길이와 직경이 각각 2배로 증가되어 초기 변위상태에서는 말뚝 직경과 길이의 영향으로 최대모멘트의 증가가 크나, 현장상태로 수평변위 5cm에서는 25g의 상태와 거의 동일한 증가폭을 보이고 있다.

그림 9와 10을 살펴보면, 25g의 경우 상대밀도가 클수록 최대모멘트가 크게 나타나나 50g

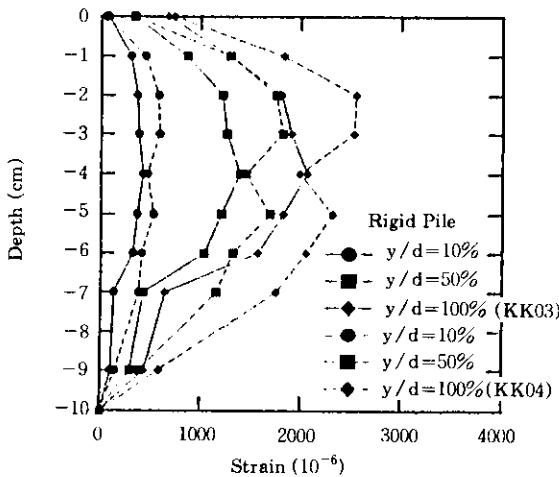


그림 8. 지반내 수평변위-모멘트 분포

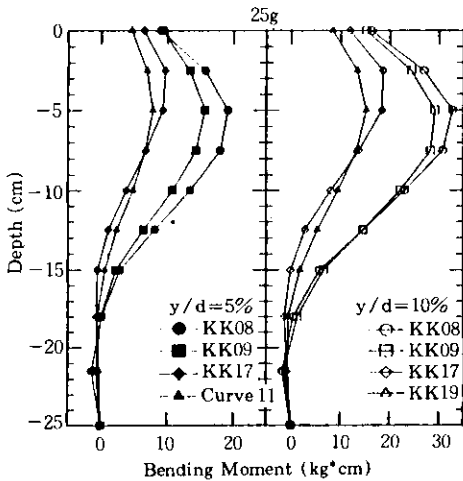


그림 9. 지반내 수평변위-모멘트 분포

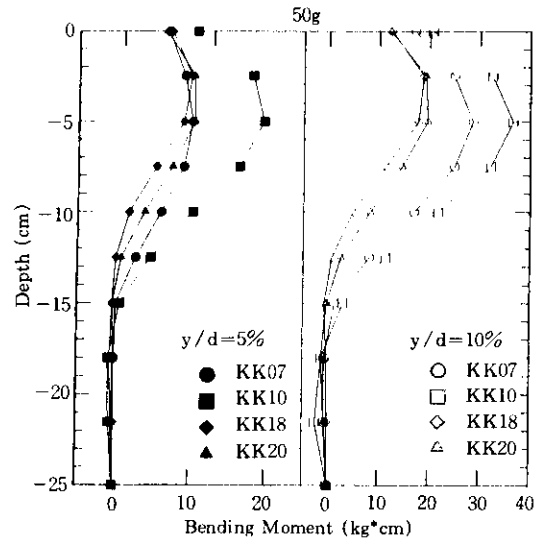


그림 10. 지반내 수평변위-모멘트 분포

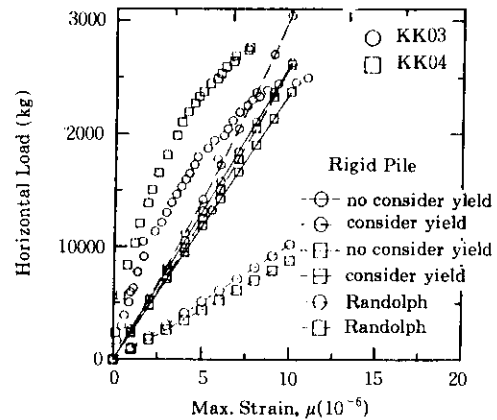


그림 11. 지반내 하중-최대모멘트 분포

의 경우 상대밀도가 클수록 최대모멘트가 감소하는 결과를 보여주고 있다. 이는 KK18의 결과가 $y/d=9\%$ 에 해당하는 결과이므로 높은 상대밀도에서도 작은 모멘트를 나타내고 있다. 따라서 $y/d=10\%$ 의 경우, 상대밀도에 따른 최대모멘트 변화가 25g의 경우보다는 적을 것으로 판단된다. 최대모멘트 위치는 2.5-5.0cm로 나타났으며 Randolph와 Budhu & Davies의 결과는 표 6과 같다. 휨성말뚝에서도 Randolph의 제안식이 50g의 중력가속도장에서 잘 일치하고 있음을 알 수 있다.

표 6. 최대모멘트의 발생위치(Ran., B.&D.)

실험 code	원심모형 실험	Randolph	Budhu & Davies
KK03	4.0	4.8	6.75
KK04	2.0-4.0	4.12	5.79
KK07	5.0	4.81	6.77
KK08	5.0	5.64	7.92
KK09	5.0	5.72	8.04
KK10	5.0	4.93	6.93
KK17	2.5-5.0	5.65	7.92
KK18	2.5-5.0	4.84	6.8
KK19	5.0	5.75	8.08
KK20	2.5-5.0	4.9	6.89

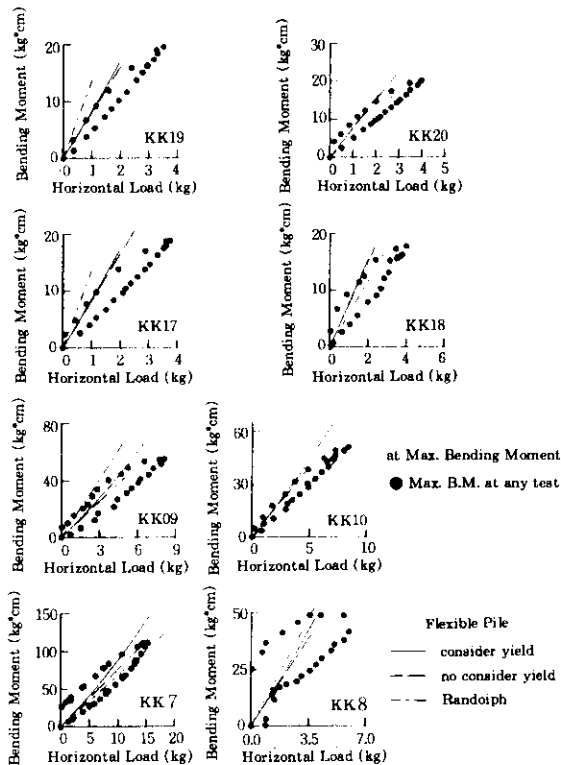


그림 12. 지반내 하중-최대 휨모멘트 분포

4.3 하중-최대모멘트관계

하중에 의한 말뚝의 소성변형 발생 여부를

관찰하기 위해 하중-최대모멘트 관계를 고찰하였으며 모형실험의 결과를 Randolph와 Budhu & Davies의 결과와 비교검토 되었다. 강성기초에 해당하는 실험KK03과 KK04의 결과는 그림 11과 같다. 그림에서 Randolph의 결과는 상당히 과소평가 되고 있으며, Budhu & Davies의 결과는 지반의 항복을 고려하여도 과소 평가 되어지고 있다. 휨성기초에 해당하는 말뚝기초의 결과는 그림 12와 같다. 그림에서와 같이 말뚝두께가 0.5mm에서는 50g의 중력장의 결과가 탄성변위 영역에서 Randolph의 결과와 잘 일치하는 것을 알 수 있으며 25g의 중력장에서는 Budhu & Davies와 Randolph 모두 과대평가 되고 있음을 알 수 있다.

말뚝두께 0.2mm에서는 25g과 50g의 중력장 모두에 대해 Budhu & Davies와 Randolph의 결과가 과대평가 되고 있는데, Budhu & Davies(1987)와 Randolph(1981)의 식에서 말뚝의 거동에 상당한 영향을 끼치는 말뚝의 단면과 길이의 고려 없이 말뚝의 탄성계수와 직경과 지반강도로 하중-최대모멘트관계를 평가하고 있기 때문인 것으로 판단된다.

5. 실험결과와 p-y곡선에 의한 결과 비교 분석

수 십년에 걸쳐 여러학자들에 의해 p-y곡선을 결정하기 위해 간단한 수학적 함수들이 이용되어 왔다. 그러나, 본 연구에서는 Murchison & O'Neill, Reese et al., Scott, Det Norske Vertas, Konder에 의해 제안된 p-y곡선함

표 7. 지반반력상수, $m(nh)$, kN/m^3

	Density		
	loose	medium	dense
Terzaghi	1100-3300	3300-11000	11000-23400
Rowe	814.56	-	25254.68
Reese <i>et al.</i>	5425.28	16275.84	33907.02
Mitachi <i>et al.</i>	2732.56 (14700.2)	3589.63 (17647.25)	4417.64 (20238.86)

수와 그리고 Norris에 의해 제안된 SW모델의 p-y곡선함수를 이용하여 하중-변위관계와 모멘트분포를 실험과 해석결과를 비교분석 하였다. 본 연구에서 해석에 사용된 지반반력은 깊이에 비례하는 Gibson soil($k_h = m_z$)과 삼축압축시험에 의해 제안된($k_h = n_h z^{0.47}$)식에 의해서 해석되었으며 지반반력상수(m, n_h)는 표 7과 같다.

5.1 p-y곡선 함수

Murchison & O'Neill Approach

사질토지반에 대한 API의 p-y곡선은 Texas Mustang 섬에서의 현장 말뚝재하실험 결과를 역해석하여 제안 되었으나 후에 Murchison & O'Neill(1984)에 의해 수정 되었다. 수정된 p-y곡선은 다음과 같이 쌍곡선 탄젠트(hyperbolic tangent) 함수로 표현된다.(그림14-a)

$$P = \eta A P_u \tanh\left[\left(\frac{k_h}{A \eta P_u}\right)y\right] \quad (1)$$

여기서, P는 지반반력, y는 수평변위, z는 임의 깊이이며 P_u 는 극한지지력, k_h 는 지반반력계수이다. A는 극한지지력에 대한 경험적 계수로 반복하중시험에 대해서는 0.9이고 정적하중시험에서는 $3 - 0.8(z/D) \leq 0.9$ 이며, η 는 형상계수로서 원형말뚝에서는 1.0이다.

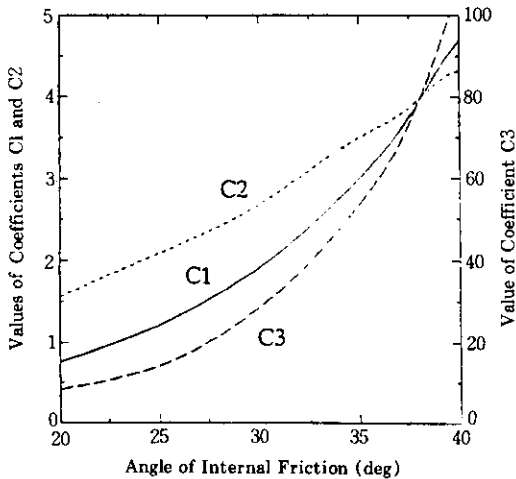


그림 13. C_1, C_2, C_3 계수(Murchison & O'Neill)

극한지지력은 다음의 식중에서 작은 값으로 한다.

$$P_u = (C_1 \cdot Z + C_2 D) \gamma' z, \text{ or, } P_u = C_3 D \gamma' z$$

여기서, C_1, C_2, C_3 상수는 말뚝의 직경, 지반의 단위중량, 그리고 지반의 내부마찰각의 함수로서 그림 13에서와 같다.

Kondner's Approach

흙의 응력-변형문제에 널리 이용되고 있는 지반반력의 비선형적 특성들은 쌍곡선 함수로 다음과 같이 표현된다.(그림14-b)

$$P = \frac{y}{\left(\frac{1}{k} + \frac{y}{P_u}\right)} \quad (2)$$

여기서, k는 p-y곡선의 초기 기울기이며, 극한 지지력은 Reese et al. 이 제안한 식 중에서도 작은 값을 택하여 사용한다.

$$P_{u1} = A \gamma \frac{z}{d} \left[\frac{K_0 z \tan \phi \sin \beta}{\tan(\beta - \phi) \cos \alpha} + \frac{\tan \beta}{\tan(\beta - \phi)} \right] (D + z \tan \beta \tan \alpha) + K_0 z \tan \beta (\tan \phi \sin \beta - \tan \alpha) - K_0 D$$

$$P_{u2} = A \gamma z [K_a (\tan^8 \beta - 1) + K_0 \tan \phi \tan^4 \beta] \quad (3)$$

여기서, γ 는 흙의 단위중량, ϕ 는 내부마찰각, K_0 는 정지토압계수, K_a 는 주동토압계수, $\alpha = \phi/2$, $\beta = 45^\circ + \phi/2$, Reese et al.에 의해 제안된 A는 $2 - (z/D)/3 \geq 1$ 이다. Kondner의 p-y곡선은 A 보다는 내부마찰각에 상당히 의존하는 것으로 알려지고 있다.

Scott's Approach

Scott(1980)는 수평하중을 받는 원심모형실험을 통해 p-y곡선이 임의 깊이에서 두개의 곡선으로 이루어져 있다고 제안하였다.(그림 14-c)

$$P_k = \frac{\sigma_v D}{\pi \left(\frac{1}{\sin^2 \phi} + \frac{1}{3-4D} \right)^{0.5}}$$

Det Norske Veritas(DnV)'s Approach

DnV(1980)는 p-y곡선이 쌍곡선 함수와 유사하게 표현되지만, 직선과 쌍곡선이 연결되는 함수로 제안하였다. DnV가 제안한 쌍곡선의 함수는 다음과 같이 표현된다.(그림14-d)

$$P = \frac{y}{\frac{1}{k} + \frac{y}{aP_d}}, \quad a = \frac{1}{1 - \frac{P_d}{kP_d}} \quad (5)$$

Norris's Approach

SW(strain wedge)모델은 이론적으로 현장 실험의 결과를 바탕으로 사질토지반에서 수평 하중을 받는 말뚝에 대한 BEF(Beam elastic foundation)계수의 평가를 말한다. 이 모델은 Norris(1986)에 의해 제안되었으며 10^{-6} 의 낮은 변형에서 흙의 파괴에 이르는 변위 범위에 걸쳐 사질토에 대한 지반반력계수에 흙과 말뚝의 특성이 고려되었다. 이 모델은 Mustang 섬에 대한 예측에서 좋은 결과를 보였으며, 비선형적으로 표현되는 SW모델의 p-y곡선은 다음과 같이 표현된다. 각 계수에 대해서는 Norris의 논문에 상세히 나타나 있다.(그림 14-e)

$$P = E_s \left[y_{op0} \frac{h_{po} - x}{h_{po}} + y_{omo} \frac{h_{mo} - x}{h_{mo}} \right] \quad (6)$$

Reese et al.'s Approach

Mustang 섬에서 Reese, Cox, Grubbs (1974)에 의해 수행된 실험결과가 Reese, Cox, Koop에 의해 해석되어 임의 깊이에 대한 p-y 곡선이 공식으로 제안되었으며, 이 곡선은 3개 부분으로 2개의 직선과 1개의 포물선으로 이루어져 있다. 초기 기울기는 $k_1 z/d$ 로 k_1 는 지반반력상수이며 z 는 깊이이고 d 는 말뚝직경이다. 사용된 변수들에 대한 상세한 설명은 표 8과 같다.(그림 14-f)

표 8. Reese et al.의 제안식 요약

point	displacement (y)	soil reaction (p)
A(y_a, p_a)	$d(p_b/k_1z)^{m/(m-1)}$ $(d/y_b)^{1/(m-1)}$	$(z/d)k_1y_a$
B(y_b, p_b)	$d/60$	$(B/A)p_u$
C(y_u, p_u)	$3d/80$	p_{us} or p_{ud}

(주) $m = \frac{p_b(y_u - y_b)}{y_b(p_u - p_b)}$, A와 B는 경험상수

p_{us} 와 p_{ud} 은 Reese et al. 공식

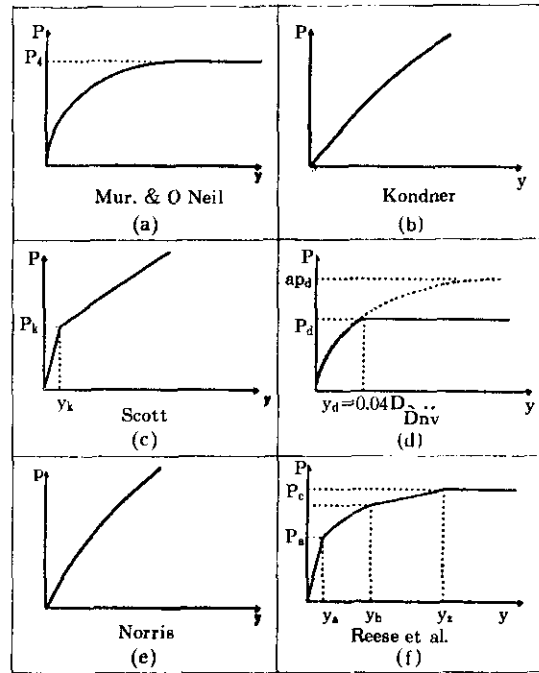


그림 14. 각 p-y곡선 형태

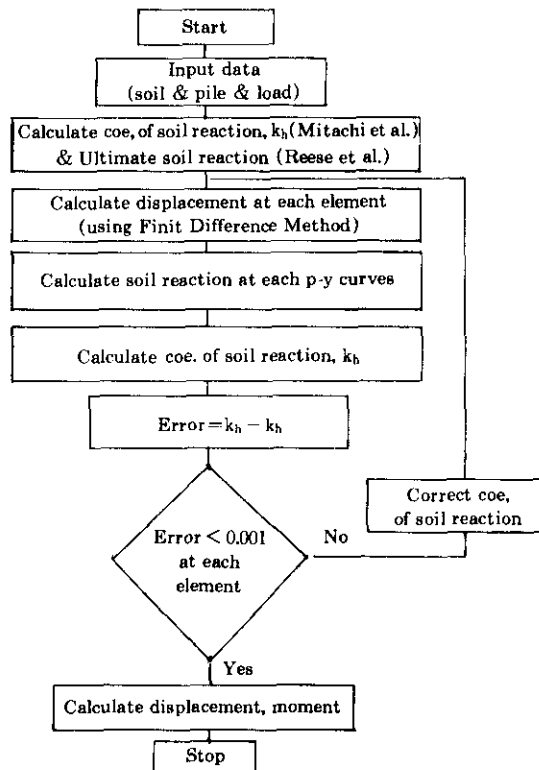


그림 15. 프로그램의 흐름도와 말뚝의 요소분할

5.2 결과 비교분석

여러 학자들에 의해 제안된 p-y곡선 식들에 대한 적용 타당성을 검토하기 위하여, 식(7)과 같이 표현되는 말뚝의 기본방정식을 이용하여 유한차분 해석방법에 의한 프로그램을 개발하였으며 흐름도는 그림 15와 같다. 제안식들에 의한 하중-변위관계, 모멘트분포, 최대모멘트 위치에 대해서 모델실험에 의한 실측치와 비교 검토 되었으며 결과는 표. 9와 같다.

$$EI \frac{d^4 x}{dy^4} + p_x = 0 \quad (7)$$

여기서, x는 말뚝의 수평변위이며 y는 말뚝길이 방향의 깊이이다.

5.2.1 하중-변위관계

실측치의 하중-변위관계와 비교된 제안식들에 사용된 p-y곡선에서 지반반력계수는 깊이 에 비례하는 Gibson soil과 Mitachi et al. (1992)에 의해 삼축압축시험으로 제안된 식과 Gibson soil로 환산한 식으로 이들을 비교하면 그림16과 같다.

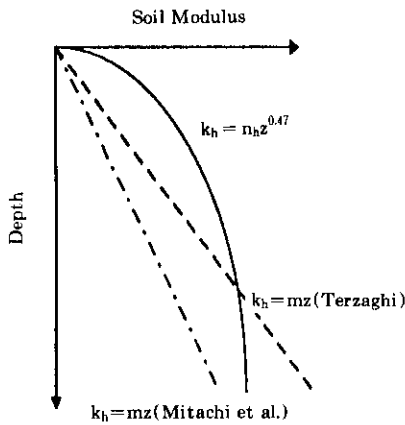


그림 16. Toyoura 모래의 E_s .

실험 KK08에 대해 앞서 설명한 3가지의 지반반력계수식을 이용하여 실험결과와 Mur-chison&O'Neill과 Kondner에 의한 해석결과

를 비교하면 그림 17과 같으며, 그림 17에서와 같이 Mitachi et al.에 의한 식은 동일하중에 대해 얕은 깊이에 큰 지반반력을 보이고 있어 수평변위가 가장 적게 나타나고 있으며 Mitachi et al.의식을 Gibson soil로 환산한 지반 반력 식은 가장 큰 수평변위를 나타내어 과대 평가 되는 것으로 나타났다. 이는 지반반력이 흙의 강도 특성에 관련됨을 보여주고 있다.

따라서, 실측치에 의한 결과는 삼축압축실험을 통한 Mitachi et al.의 식(1992)으로 구한 지반반력 식($k_h = n_h z^{0.47}$)을 p-y곡선 해석에 이용하여 해석결과와 비교 되었다. 그림 18의 강성말뚝의 경우, 실험KK03($K_s = 0.0036$)과 같이 상당히 짧은 길이의 말뚝의 경우에는 해석결과들이 동일하중에 대해 과대평가가 이루어지나 KK04($K_s = 0.0026$)는 해석결과 모두가 과소평가 되었다. KK04의 경우 낮은 변형률($y/d = 2\%$ 이하)에서는 잘 일치하는 것으로 나타났다. 그림 18(휨성말뚝)에서의 비교결과, 중력장 25g에서는 해석에 의한 결과 모두가 낮은 변형률($y/d = 1\%$ 이하)에서 대체로 일치하는 것을 보이고 있으며, Georgiadis et al.에 의해 원심 모형실험과의 일치성을 보여주고 있는 Kond-

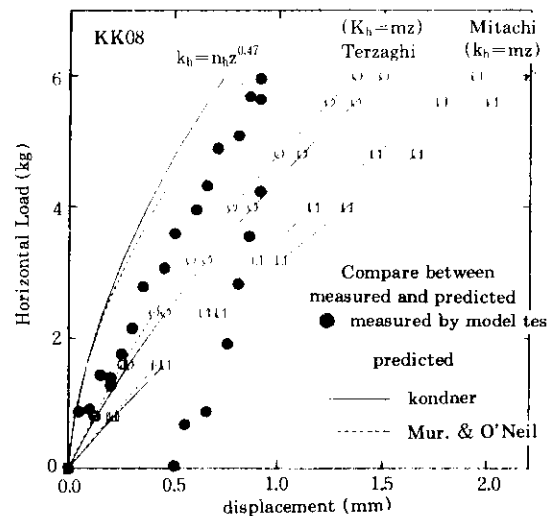


그림 17. 다른 지반반력상수에 대한 하중-변위관계 비교

표 9. 원심모형실험 결과와 해석결과의 비교

실험 code	원심모형실험결과												p-y곡선 해석법에 의한 결과										
	Horiz : Load (kg)		Max. Moment (kg · cm)		Horizontal Load at $y/d=10\%$ (kg)				Max. Bending Moment at $y/d=10\%$ (kg · cm)				최대모멘트 위치 (cm)										
	$y/d=5\%$	$y/d=10\%$	$y/d=5\%$	$y/d=10\%$	Kondner	Scott	Mur.& O'Neil	Reese et. al	DnV	Norris	Kondner	Scott	Mur.& O'Neil	Reese et. al	DnV	Norris	Reese et. al	Mur.& O'Neil	DnV	Norris	Budhu& Davies	Randolph	
																							4.37
KK03	3.358	6.437	-	423.75	40	23.5	11.0	12.8	2960	1796	1827	1.5	3.5	-	3.0	6.75	4.8						
KK04	9.239	12.8	-	588.75	20	16.7	16.8	17.0	5032	2678	2648	3.5	2478	2648	3.0	5.79	4.12						
KK07	2.08	5.32	10.196	28.60	5.0	14.16	13.48	18.76	1632	91.2	109.6	5.0	109.6	111.2	3.0	6.77	4.81						
KK08	2.76	4.64	19.183	32.749	5.0	7.0	6.64	12.48	96.64	53.68	81.92	7.0	79.36	76.0	3.0	7.92	5.64						
KK09	2.8	4.6	15.728	29.206	5.0	6.32	17.12	6.4	92.16	54.4	75.52	7.0	73.6	63.55	3.0	8.04	5.72						
KK10	3.36	5.68	19.701	36.489	5.0	11.72	30.0	12.2	1528	88.0	96	5.0	100.8	87.2	3.0	6.98	4.93						
KK17	1.964	3.588	9.654	18.623	2.5	4.58	12.96	4.37	63.68	33.02	49.65	6.0	49.66	48.7	3.0	7.92	5.65						
KK18	2.376	3.98	10.05	18.803	2.5	8.96	23.4	8.64	107.2	54.56	68.96	3.0	72.24	76.56	3.0	6.8	4.84						
KK19	1.524	2.796	7.817	15.273	5.0	4.22	12.32	4.29	58.75	31.87	43.78	6.0	44.09	37.76	3.0	8.08	5.75						
KK21	2.16	3.9	19.553	10.518	2.5	8.28	22.6	8.48	104.0	53.4	63.92	5.0	66.56	65.84	3.0	6.89	4.9						

ner의 식과 Murchison & O'Neill의 식이 본 연구에서도 잘 일치하는 것으로 나타났다.

중력장 50g에서는 해석결과는 25g의 경우보다 더 낮은 변형률에서 실측치와 대체로 일치되는 결과를 보여주고 있으며, 여기에서도 Murchison & O'Neill과 Kondner의 식이 다른 제안식들 보다 실측치에 근접하고 있다.

그리고, 해석결과 모두가 실측치에 비해 동일하중에서 수평변위가 과소평가 되었으나 이는 말뚝길이와 직경에 의한 영향이 실제보다 더 크게 작용하는 것으로 판단할 수 있다.

5.2.2 수평변위-모멘트관계

지반내 모멘트분포에 대한 실측치와 해석치의 비교는 실험 KK08과 KK17에 대해서만 비교검토 하였으며 그림 20과 같다. 최대모멘트 값은 모든 해석결과에서 최고 2.95배(KK08)와 3.42배(KK17), 최저 1.7배(KK08)와 1.77배(KK17)로 모두 과대평가 되었으며, 최대모멘트 위치는 KK08에서 실측치는 지반아래 5cm 지점에서 발생하나 해석결과중 Reese et al.과 DnV의 결과가 5cm지점에서 발생하고 Kondner와 Murchison & O'Neill의 결과가 7cm지점, 그리고 Scott와 Norris의 해석결과가 3cm

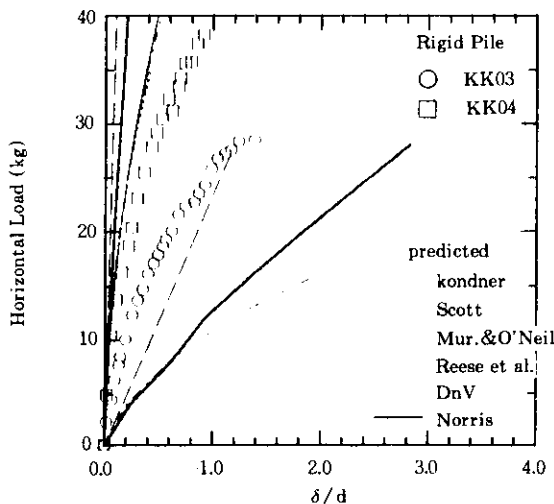


그림 18. 제안식들과 실측치에 대한 하중-변위관계 비교(강성말뚝)

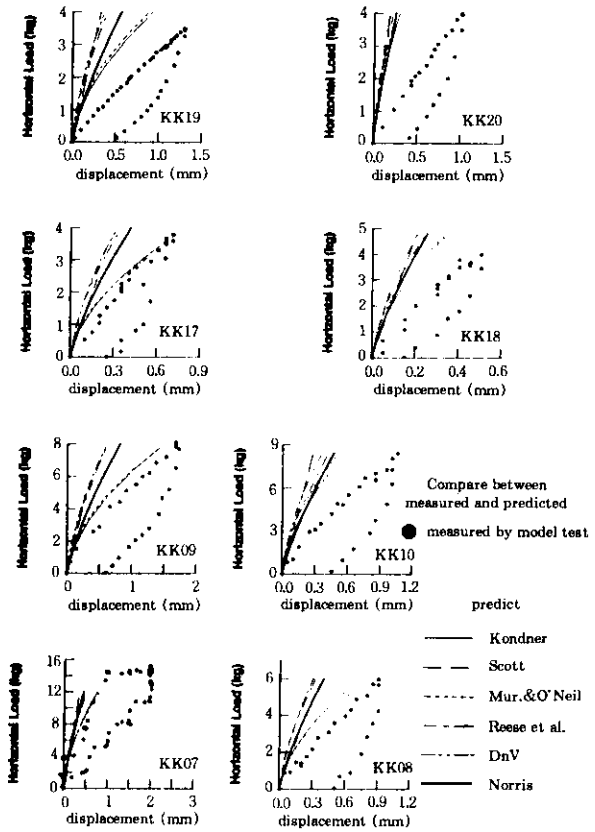


그림 19. 제안식들과 실측치에 대한 하중-변위관계 비교(원성말뚝)

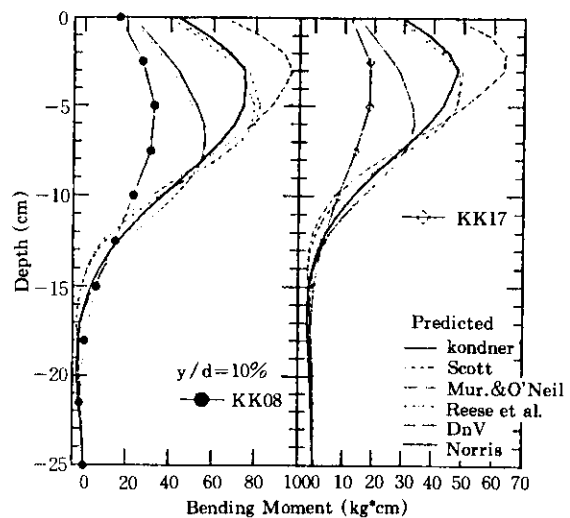


그림 20. 제안식들과 실측치에 대한 지반내 모멘트분포 비교

지점으로 나타나 대체로 일치하는 것을 알 수 있다.

KK17에서는 실측치가 지반아래 2.5-5cm지점이나 Kondner과 Murchison & O'Neill방법이 지반아래 6cm지점이고, Dnv, Reese et al., Norris, Scott방법은 지반아래 2-3cm지점에서 최대모멘트가 발생하였다. 이와 같이 수평변위-모멘트관계에서는 하중-변위관계와는 달리 최대모멘트 발생위치에 대한 실측치와의 비교결과는 Reese et al.과 DnV의 결과가 정확한 일치를 보이고 있다.

6. 결 론

원심장내에서 말뚝기초의 거동특성을 연구하였으며, 말뚝의 수평거동에 영향을 미치는 인자들에 대하여 모델실험결과가 분석되었고 이 결과들은 본 연구에서 개발된 프로그램에 의한 예측결과와 비교하여 제안식들의 타당성을 검토 하였다.

1. 실험 KK03에서는 $\delta/d=1.4$ 에서 극한하중을 나타내고 $\delta/d=0.3$ 에서 항복하중을 관찰할 수 있었으나, KK04에서는 $\delta/d=0.9$ 에서부터 지반 붕괴의 시작을 실험 후 관찰할 수 있었다. 그러나, KK08-20의 실험에서는 소성변형 발생의 우려로 1500 μ 발생까지만 실험을 실시하여 1차굴절을 관찰할 수가 없었다.

2. 수평변위-모멘트관계에서는, 실험KK03에서 최대모멘트는 상대변위(δ/d) 증가에 비하여 50% 증가하는 것으로 나타났다. 그리고, 25g의 경우 상대밀도가 클수록 최대모멘트가 크게 나타나나 50g의 경우 상대밀도의 변화에 따른 최대모멘트의 변화가 25g의 경우보다 적은 것으로 나타났다.

3. 수평변위-모멘트관계를 해석결과와 비교하면, Budhu & Davies보다 Randolph의 제안식이 모델실험의 결과와 비교하면 1.4%~15%의 오차범위로 잘 일치하고 있음을 알 수 있다.

4. 하중-최대모멘트 관계에서 모형실험의 결과는 Randolph와 Budhu & Davies의 해석결과와 비교검토 하였다. 실험KK03과 KK04에서는 Randolph와 B. & D.의 결과 모두 과소평가 되었으며, 실험KK08-20에서는 중력장 50g에서 Randolph의 결과가 실측치와 잘 일치하나, 25g 중력장에서는 Randolph와 Budhu & Davies 모두 과대평가 되었다.

5. 실측치는 여러학자들이 제안한 6가지 p-y 곡선식에 의한 해석결과를 비교하였다. 하중-변위관계에서는 Kondner와 Murchison & O'Neill의 제안식이 중력장 25g과 50g에서 다른 제안식들보다 더 잘 일치하는 것으로 나타났다.

6. 수평변위-모멘트관계에서, Reese et al.과 DnV의 제안식이 최대모멘트 위치에 대해서 실측치와 정확히 일치하고, 최대모멘트값에 대해서는 모두 과대평가 되었으나, Kondner와 Murchison & O'Neill의 제안식이 실측치보다 1.7배(KK08), 1.77배(KK17)로 다른 제안식보다 근접한 결과를 나타냈다.

참 고 문 헌

1. 김병탁 김영수 손원일(1995), "사질토지반에서 수평 정적하중에 의한 강관말뚝의 거동에 관한 원심모형실험 연구", 1995년도 대한토목학회발표논문(Ⅲ), pp.395-398.
2. Kimura *et al.* (1993), "水平力を受ける鋼管杭とコンクリート杭の終局状態に関する遠心模型實驗", 第28回土質工學研究發表會, pp.1785-1788.
3. Mitachi *et al.* (1992), "三軸壓縮試驗による豊浦砂の彈性ヤング係數の測定", 第28回土質工學研究發表會, pp.493-494.
4. Banerjee, P.K. and Davies, T.g.(1978), "The Behavior of Axially and Laterally Loaded Single Piles Embedded in Non-homogeneous Soils", *Geotechnique*, Vol.28, No.3, pp.309-326.
5. Budhu, M. and Davies, T.g.(1987), "Nonlinear Analysis of Laterally Loaded Piles in Coh-

- esionless Soils”, *Can. geotech.*, J.24, pp. 289-296.
6. Det Norske Veritas(1980), Rules for the design, construction and inspection of offshore structures, Appendix F: Foundations, Det Norske, Veritas, Hovik, Norway.
 7. Fleming *et al.* (1985), *Piling Engineering*, John Wiley and Sons, New York.
 8. Georgiadis *et al.* (1992), “Centrifugal Testing of Laterally Loaded Piles in Sand”, *Can. geotech.*, J.29, pp.208-216.
 9. Konder, R.L.(1963), “Hyperbolic Stress-Strain Response: Cohesive Soils”, ASCE, 89, SM.1, pp. 115-143.
 10. Kuhlemeyer, R.L.(1979), “Static and Dynamic Laterally Loaded Floating Piles”, ASCE, Vol.105, GT.2, pp.289-304.
 11. Murchison, J.M. and O’Neill, M.W.(1984), Evaluation of p-y relationships in cohesionless soils, In *Analysis and design of pile foundations*, New York, pp.174-191.
 12. Norris, g.(1986), “Theoretically Based BEF Laterally Loaded Pile Analysis”, *Numerical Methods in Offshore Piling 3rd International Conference*, NAVTES, pp.361-386.
 13. Poulos, H.g.(1971), “Behavior of Laterally Loaded Piles : I-Single Pile”, ASCE, Vol.97, SM.5, pp711-731.
 14. Randolph, M.F.(1981), “The Response of Flexible Piles to Lateral Loading”, *Geotechnique*, Vol.31, No.2, pp.247-259.
 15. Reese *et al.*(1974), “Analysis of Laterally Loaded Piles in Sand”, *Proc. of 6th Offshore Technology Conference*, OTC2080, Houston, pp. 473-483.
 16. Schofield, A.N.(1988), “An Introduction to Centrifuge Modelling”, *Centrifuges in Soil Mechanics*, Balkema, Rotterdam, ISBN90, pp.1-18.
 17. Scott, R.F.(1980), *Analysis of centrifuge pile tests: simulation of pile driving*, Research Report, OSAPR Project 13, American Petroleum Institute.
 18. Yan, L and Byrne, P.M.(1992), “Lateral Pile Response to Monotonic Pile Head Loading”, *Can. geotech.*, J.29, pp.955-970.

(접수일자 1995.12.22)