

균질 지반과 비균질 지반에서 강관 모형말뚝의 수평거동 특성에 관한 모형실험

Model Tests on the Characteristics of Lateral Behavior of Steel Pipe
Pile in Homogeneous and Nonhomogeneous Soil Conditions

김 병 탁*¹
Kim, Byung-Tak
김 영 수*²
Kim, Young-Su

Abstract

This paper shows the results of a series of model tests on the behavior of steel pipe pile which is subjected to lateral and inclined loads in homogeneous and non-homogeneous Nak-dong River sands. Non-homogeneous soil consisted of two layers, upper and lower layer. The purpose of the present paper is to investigate the effect of ratio of lower layer height to embedded pile length, ratio of soil modulus of upper layer to lower layer and inclined load on the behavior of single pile. These effects can be quantified only by the results of model tests.

As a result, in non-homogeneous sand soil, it is shown that the lateral behavior depends upon the ratio of soil modulus of upper layer to lower layer more than other factors. And it was found that the relationship between the deflection ratio of non-homogeneous sand to homogeneous sand and the ratio of lower layer height to embedded pile length can be fitted to exponential function of H/L by model tests results. For the inclined load applied, it is shown that the bending moment-depth relationship is not similar to the case of laterally loaded pile and the depth of maximum bending moment at relative density of 90% increases about 70% more than the pile only loaded laterally.

요 지

본 논문은 균질 및 비균질 낙동강 사질토 지반에서 수평 및 경사하중을 받은 강관 말뚝의 수평 거동에 대한 모형실험 결과들을 고찰하였다. 비균질 지반은 상부와 하부층의 2개층으로 이루어졌다. 본 연구의 목적은 말뚝의 수평거동에 대한 경사하중(Q_{θ}), 말뚝 근입길이에 대한 하부지반의 높이비

*1 정희원 경북대학교 대학원 토목공학과 박사과정

*2 정희원, 경북대학교 공과대학 토목공학과 교수

(H/L), 그리고 상·하부지반의 지반반력계수비(E_{h1}/E_{h2})의 영향에 관하여 실험적인 연구를 수행하고 이러한 영향들을 정량화 할 수 있는 실험결과를 얻었다.

모형실험 결과들에 의하면, 비균질 지반에서 수평거동은 다른 인자들보다 E_{h1}/E_{h2} 에 더 의존하는 것으로 나타났다. 균질지반에 대한 비균질 지반의 수평변위비($y_{H/L}/y_{H/L=0}$)와 말뚝 근입깊이에 대한 하부지반의 높이비(H/L)의 관계는 지수 함수식으로 회귀분석 되었다. 경사하중을 받는 경우의 휨모멘트-깊이 관계는 수평하중을 받는 말뚝의 경우와 상이하게 나타났으며, 상대밀도 90%에서는 최대 휨모멘트 발생깊이는 수평하중을 받는 경우보다 약 70% 깊어졌다.

Keywords : Laterally loaded pile, Non-homogeneous, Inclined load, Model test, Two layers

1. 서 론

상부 구조물에서 말뚝기초에 가해지는 하중에는 수직하중 뿐만 아니라, 옹벽에 가해지는 토압에 의한 경사하중 또는 교량의 교대부분 뒷채움 상재하중으로 발생하는 토사의 유동과 같은 측방유동하중에 의한 정적(static) 수평하중이나 지진 및 기계의 진동에 의한 동적(dynamic) 수평하중 그리고 고층 건축 구조물에 가해지는 풍하중이나 해안 구조물에 파도에 의하여 발생하는 반복(cyclic)수평하중도 있다.

따라서, 상부하중을 지지하는 말뚝기초는 수직하중 뿐만 아니라 수평하중에도 충분히 지지할 수 있어야 한다. 가해지는 수평하중에 지지하는 말뚝기초에 있어 중요한 것은 정확한 수평변위의 예측과 말뚝기초의 항복 휨모멘트에 대한 지반내 말뚝기초의 최대 휨모멘트의 구조적 안전성 확보하고 할 수 있다.

수직하중만 받는 말뚝기초에서는 시공시 말뚝기초의 허용 압축력 이상의 외부하중이 가해지지 않는다면, 수직거동은 지반조건에 의하여 큰 영향을 받으나, 수평하중을 받는 말뚝기초의 수평거동은 말뚝기초의 휨강성(EI), 말뚝 직경(D), 그리고 지반의 지반반력계수($E_h = k_h D$)를 변수로 하는 상대강성계수(K_r)에 의하여 큰 영향을 받는다(Meyerhof and Sastry, 1995).

균질(homogeneous) 또는 비균질(nonhomogeneous)지반에서 수평하중과 경사하중(inclined load)을 받는 말뚝기초들의 수평거동에 관한

연구는 Brinch Hansen(1961), Broms(1964), Meyerhof and Ranjan(1972), Meyerhof and Sastry(1985, 1995), Poulos and Davis(1980), Sastry et al.(1986), 김영수외(1996, 1997, 1998) 등에 의하여 지금도 계속 수행되고 있다.

말뚝기초의 해석에서 가장 중요한 것은 말뚝기초의 거동을 정확히 예측하는 것이라 할 수 있으며 흙의 응력-변형거동이 비선형적으로 이루어지기 때문에 수평하중에 의한 말뚝기초의 거동은 작은 응력범위에서도 비선형적인 거동을 보이고 있다.

이에 본 논문에서는 낙동강 유역의 모래를 이용하여 말뚝의 수평거동에 미치는 말뚝의 근입깊이 비(L/D), 지반의 상대밀도(D_r), 하중 경사각(β), 2개층의 비균질 지반에서의 말뚝 근입깊이에 대한 하부지반 높이의 비(H/L), 그리고 하부지반 지반반력계수(E_{h2})에 대한 상부지반 지반반력계수(E_{h1})의 비(E_{h1}/E_{h2})의 영향을 소형 모델실험으로서 파악하고, 이러한 영향들을 정량적으로 분석하였으며 비균질 지반에서의 수평거동 특성을 규명하였다. 그리고, 비균질 지반의 지반반력계수비(E_{h1}/E_{h2})의 산정은 김영수외 3인(1998a)에서 낙동강 모래의 각 상대밀도에 대하여 결정한 말뚝직경(D) 깊이의 지반반력계수($E_h = n_{h1}Z_n$)를 이용하였다.

2. 모형실험

현장에서의 말뚝기초의 시공방법은 천공후 항타하여 주변지반과 말뚝의 틈을 주입액으로

보완하는 공법과 직접 항타공법을 주로 사용하고 있으나, 본 연구에서는 전자의 시공방법에 대하여 근접하도록 수행하였으며 후자의 시공방법에 대한 연구는 계속 수행할 계획으로 있다.

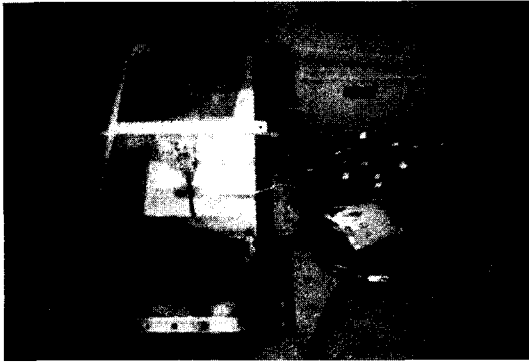


사진 1. 지반성형전 말뚝기초의 setting 장면

표 1. 낙동강(대구지역 화원지구) 모래의 물리적 특성치

G_s	D_{50} (mm)	D_{10} (mm)	C_u	C_c	e_{max}	e_{min}
2.675	0.265	0.14	2.0	1.23	1.19	0.88

이에 모형실험에서는 전자의 시공방법을 완벽하게 재현하기가 상당히 어려움으로 인하여 주변지반과 말뚝기초의 틈을 보완하는 주입액을 생략하는 대신에, 지반 성형 이전에 말뚝기초를 수직상태로 유지하여 지반을 성형함으로써 주변지반과의 접촉을 100%허용하는 방법을 사용하였다(사진 1).

2.1 지반성형 시료

모형실험에서 사용할 낙동강 유역의 모래에 대한 물리적 특성치는 표1과 같다. 조성된 지반은 시료의 유효직경에 대한 말뚝직경의 비가 실제와 다름으로써 내적크기효과(internal scale effect)가 발생하여 말뚝의 수평거동에 영향을 줄 수 있으나, 본 연구에서는 시료의 유효직경에 대한 말뚝직경의 비가 85.7로서 내적크기 효과가 무시될 수 있는 50보다 크기 때문에 내적

크기 효과는 무시할 수 있다(Peterson, 1988).

2.2 모형말뚝

모형실험에서의 모형 말뚝기초는 사진 2, 표 2와 같이 스테인레스 재질을 사용하였다.

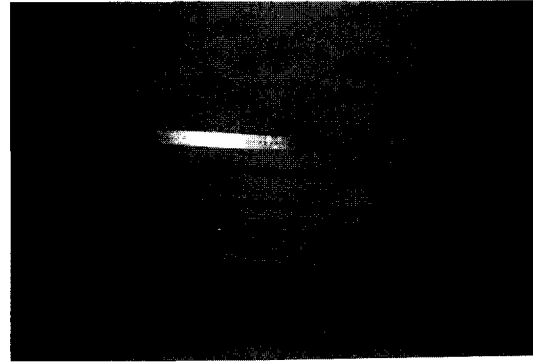


사진 2. 모형 말뚝기초

표 2. 모형실험에 사용하는 모형기초의 제원

직경 (cm)	두께 (mm)	근입 길이 (cm)	탄성계수 (kg/cm^2)	항복 휨모멘트 ($kg * cm$)	휨강성 ($kg * cm$)
1.2	0.25	21	$2.1 * 10^6$	70.0	34,090
1.2	0.25	36	$2.1 * 10^6$	70.0	34,090

모형실험에 앞서, 모형 말뚝에 대한 검증 부분은 모형 말뚝기초의 두부를 고정하여 선단부분에 하중을 500g씩 증가하여 4kg까지 가해 모형말뚝의 외부 7개 지점에 5%의 변형까지 측정할 수 있는 변형 게이지(strain gauge; KFG-5-120-C1-11의 일본 KYOWA사 제품)를 부착하여 얻어진 휨 모멘트(M)와 변형률(ϵ)의 관계에서 상관계수를 결정하여, 수평하중을 재하 하였을때 발생하는 지반내 말뚝 변형률 값으로부터 말뚝의 휨 모멘트를 산정한다. 그리고 수평하중이 가해질 때 게이지의 양면부착에서 얻은 변형값에 의한 축력이 수평거동에 대한 축력의 영향을 무시할 정도로 상당히 적게 발생함에 따라 말뚝의 한 면에 부착하여 모멘트의 변화를 측정하였다.

2.3 지반성형 및 실험 Setting

사질토 지반의 성형방법에는 모래의 낙하 방법에 따라 mass spreader법과 traveling spreader법이 있으나, 외부 공기흐름의 영향을 최소화할 수 있다면 모래지반의 높은 균질성을 얻을 수 있는 traveling spreader법으로 지반의 성형하는 동안 외부공기의 유입을 막기 위하여 실험공간을 외부와 차단하여 지반을 성형하였다. 성형한 모래지반의 상대밀도는 모래지반을 성형하기 전에 수 차례에 걸쳐 낙하높이와 유출 구멍크기의 관계를 반복실험하여 구하였다. 낙하높이와 유출 구멍크기의 관계를 요약하면 표3과 같다.

표 3. 낙하높이와 유출 구멍크기의 관계

유출구멍 직경 (mm)	낙하고 (cm)	단위중량 (g/cm ³)	내부 마찰각 (°)	상대밀도 (%)
8.0	125	1.40	40	90.0
18.0	125	1.34	35	61.8
25.0	125	1.28	27	32.8

모형지반을 성형하기 전에 모형 말뚝기초를 모델 박스내에 수직을 유지하여 둔 상태(사진. 1)에서 모형지반의 성형을 표4와 같은 조건으로 공중낙하법에 의해 지반을 3층으로 나누어서 낙동강 모래를 평균 125cm의 낙하고로 공중낙하하여 지반을 성형하였다. 공중낙하법에 의하여 조성된 지반은 상대밀도의 편차가 ± 2%정도로 매우 균질하다고 알려져 있다.

비균질 지반에 대한 실험에서는 임의 길이를 기준으로 2개층의 상부와 하부의 상대밀도를 서로 달리 성형하기 위하여 먼저 하부층 상대밀도에 대하여 모래를 자유낙하한 후, 다소 불규칙한 지반면을 진공기로 평탄하게 하고 다시 상부층의 상대밀도로 지반을 성형하였다.

이상과 같은 방법으로 성형한 지반(사진.3)에서 말뚝기초의 두부와 선단의 구속조건은 모두 자유조건이며, 수평거동 실험을 하기 위하여 필요한 각종 장치(하중 재하장치, load cell,

수평하변위계)들에 대한 연결과 데이터 수집기(MT16)와의 연결을 수행하였다.

표 4. 모형실험에서 지반조건과 모형말뚝 조건

Test	L/D	β (°)	H/L	Dr(%)		Remark
				Upper	Lower	
1	30	0	0.0	61.8	61.8	Effect of H/L, L/D, E _{h1} /E _{h2}
2			0.25	61.8	90.0	
3			0.5	61.8	90.0	
4			0.75	61.8	90.0	
5			1.0	90.0	90.0	
6	17.5	0	0.0	61.8	61.8	
7			0.25	61.8	90.0	
8			0.5	61.8	90.0	
9			0.75	61.8	90.0	
10			1.0	90.0	90.0	
11	17.5	0	0.25	90.0	61.8	
12			0.5	90.0	61.8	
13			0.75	90.0	61.8	
14	17.5	10	21.0	61.8	61.8	Effect of D _r , β
15		20				
16		30				
17	17.5	10	21.0	90.0	61.8	
18		20				
19		30				

수평하중 재하에 의한 말뚝의 수평변위는 지반위로 돌출한 말뚝기초의 2개 지점에 반사판을 설치하여 측정한다. 사용할 수평 변위 측정기는 반도체 레이저를 변위 측정 대상물에 직각으로 배치하여 반사된 레이저의 위상차에서 거리를 측정하는 레이저 변위계이다. 레이저 변위계는 일본 KEYENCE 사의 제품으로 입력전압 DC12-24V, 출력 4V, 측정범위는 6-14cm의 넓은 범위를 측정할 수 있으며 2 μ m의 정밀도 제품이다. 실험장치들을 성형된 지반에 위치한 말뚝기초에 각각 배치한 후 이들을 M & T KOREA 사에서 자체 제작한 MT16 데이터 수집기에 연결한다. MT16에서 수집한



사진 3. 지반성형 완료장면

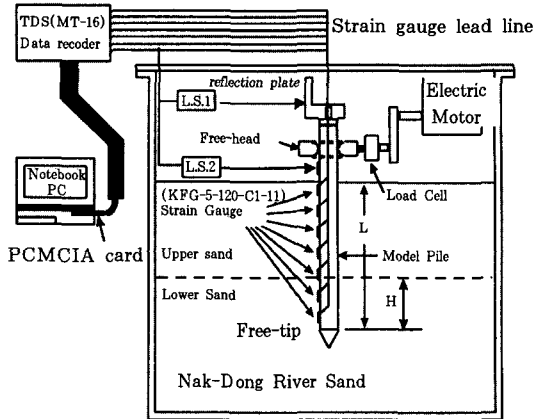


그림 1. 모형실험전 실험에 필요한 장치들의 배치 및 setting 장면

말뚝기초의 응력변형률, 수평변위, 그리고 수평하중의 데이터들은 다시 PC컴퓨터의 PCM-

CIA 카드를 통하여 저장된다. 이러한 계통을 그림으로 나타내면 그림3과 같다.

Broms(1964)는 강성 말뚝기초와 휨성 말뚝기초의 구분기준으로 무차원 길이계수(ηL)로 제안하고 있으며, ηL 가 2.0 이하인 경우 강성 말뚝기초로 그리고 ηL 가 4.0 이상인 경우는 휨성 말뚝기초로 구분하고 있다. Broms의 기준을 근거로 본 연구에 사용한 말뚝의 휨강성을 구분하면 표5와 같다.

3. 모형실험결과 및 비교분석

말뚝기초에서 수평하중에 의한 거동의 메카니즘은 그림 2와 같다. 그림에서처럼 수평하중을 받는 말뚝기초의 수평변위로 인하여 하중방향의 반대부분에서는 점착력이 없어 자립할 수 없으므로 지반의 함몰이 발생하게 되며, 이로 인하여 지표면 부근 지반내의 조밀화가 이루어진다.

수평하중이 소거되는 순간에는 조밀화된 영역의 아래부분에서는 휨 모멘트의 감소가 거의 발생하지 않는다. 수평하중을 받는 말뚝기초에 있어, 하중-변위 곡선에서 초기의 작은 변형에서는 지반과 기초는 탄성영역에 있으며, 하중이 증가함에 따라 지반이 소성영역으로 이동하면서 지반의 이동으로 인하여 하중-변위 곡선은 1차 굴절을 하게 된다. 그리고 하중이 더욱 증가하면서 기초 또한 소성영역으로 이동하여 하중-변위 곡선에 2차 굴절이 발생하며 결국은 파괴로 이어진다. 그러나, 본 연구에서는 말

표 5. 본 연구에서 사용한 말뚝의 무차원 길이계수, ηL (Broms, 1964)

Pile	Dia. (mm)	Pile thickness (mm)	Embedded length (cm)	$D_r = 32.8$ (%)	ηL 61.8 (%)	90 (%)	Flexural stiffness ($10^3 t \times m^2$)
I	12.0	0.25	21	1.84	1.99	2.80	3.41
II	12.0	0.25	36	3.16	3.41	4.80	3.41

$\eta = \sqrt[5]{n_b/EI}$; $E = 2.14 \times 10^7 t/m^2$; $I =$ 말뚝기초의 단면 2차 모멘트

$n_b =$ 지반반력상수 ($= E_n/D = n_b z^n/D$ at $z = D$), 즉 $1.442t/m^3 (D_r = 90\%)$, $260t/m^3 (D_r = 61.8\%)$; 김영수의 3인 (1998 a)

표 6. 모형실험 결과들의 요약

Test	L/D	β (°)	H/L	E_{n1}/E_{n2}	Q = 1kg 일때		Q = 4kg 일때		최대 휨 모멘트 발생깊이, z/L
					수평변위 (mm)	모멘트비, M/M _y ^{*)}	수평변위 (mm)	모멘트비, M/M _y ^{*)}	
1	30	0	0.0	1.0	0.494	0.114	3.344	0.512	0.29 → 0.43
2			0.25		0.422	0.087	3.098	0.475	0.29 → 0.43
3			0.50	0.18	0.254	0.075	2.746	0.450	0.29
4			0.75		0.200	0.09	1.835	0.499	0.29
5			1.0	1.0	0.215	0.08	1.653	0.383	0.15 → 0.29
6	17.5	0	0.0	1.0	0.599	0.067	8.544	0.372	0.43
7			0.25		0.343	0.051	5.701	0.334	
8			0.50	0.18	0.485	0.071	4.592	0.371	
9			0.75		0.348	0.071	2.976	0.363	
10			1.0	1.0	0.232	0.085	2.614	0.384	
11	17.5	0	0.25		0.389	0.070	3.029	0.271	0.43
12			0.50	5.56	0.289	0.046	3.329	0.271	
13			0.75		0.229	0.039	3.759	0.261	
14	17.5	10			0.576	0.054	6.494	0.316	0.43
15		20	1.0	1.0	0.895	0.087	9.937	0.400	
16		30			0.498	0.053	5.095 (Q = 3kg)	0.231 (Q = 3kg)	
17	17.5	10			0.088	0.191	1.793	0.271	0.43
18		20	1.0	1.0	0.189	0.055	2.517	0.358	
19		30			0.189	0.050	2.245	0.326	

*) M_y = 말뚝의 항복 휨모멘트(70kg × cm)

뚝기초의 지속적인 사용을 위하여 지반의 항복이 발생하는 1차 굴절상태까지만 관찰하였으며 모형실험 결과들을 요약하면 표6과 같다.

그리고, 경사하중의 경우 동일 수평하중과의 비교를 위하여 하중 경사각을 달리한 모형실험을 수행하였다.

3.1 하중-변위관계

사질토 지반에서 하중 재하속도에 따른 전단강도의 변화는 거의 없는 것으로 알려져 있으나, 본 연구에서는 그림3과 같이 각 하중단계의 하중 재하시간을 동일하게 유지하는 하중 제어 방법으로 실험을 수행하였다.

수평하중을 받는 말뚝기초의 하중-변위(Q-

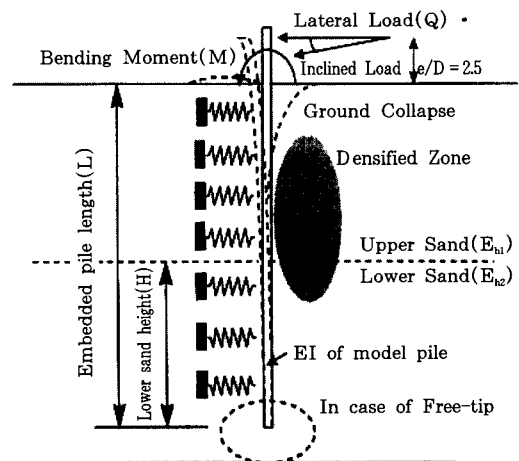


그림 2 말뚝의 수평재하 모델과 실험의 개요

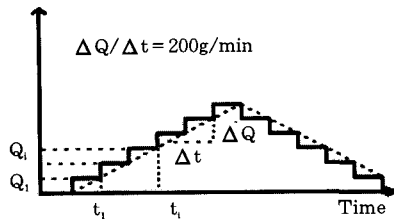


그림 3. 하중재하 방법

y)관계에 대한 비균질 지반의 영향을 분석하기 위하여 지반내의 상대밀도를 상부와 하부 2종류로 나누었으며, 하부지반의 높이(H)를 말뚝 근입길이(L)의 0.25, 0.5, 0.75로 모형실험을 수행하였다.

그림 4는 표4에서 요약한 모든 실험들의 하중(Q)-변위(y)관계에 대한 말뚝기초 근입길이에 대한 하부지반 높이의 비(H/L)와 비균질 지반의 지반반력계수비(E_{h1}/E_{h2}) 그리고 말뚝기초에 가해지는 하중 경사각($\beta=0^\circ, 10^\circ, 20^\circ, 30^\circ$)의 영향에 관하여 도시한 것이다. 그림 4(a), (b), (c)는 비균질 지반내 하부지반의 높이가 증가함에 따른 수평하중-변위 관계를 나타낸 것이다. 그림 4(a), (b), (c)는 말뚝의 근입길이 비(L/D)가 각각 30.0, 17.5인 경우이다. 그리고, 그림 4(a), (b)와 (c)의 상부지반(E_{h1})과 하부지반(E_{h2})의 지반반력계수비(E_{h1}/E_{h2})는 각각 0.18, 5.56이다.

그림 4(a), (b), (c)에서와 같이 상부와 하부 지반의 상대밀도가 동일한 균질(homogeneous) 지반 ($H/L=0$)에서 하부지반의 높이가 증가함에 따라 동일 수평하중에 대한 수평변위는 감소하였으며, 그 값은 $H/L=1.0$ 인 균질지반에 근접하였다. 그리고 그림 4(b)와 (c)의 E_{h1}/E_{h2} 가 역수관계인 경우의 비교에서, E_{h1}/E_{h2} 가 1 이상인 경우에 하부지반의 높이가 증가함에 따른 동일 수평하중에서의 수평변위의 증가현상은 E_{h1}/E_{h2} 가 1 이하인 경우와는 달리 뚜렷히 나타나지는 않았다.

E_{h1}/E_{h2} 가 1 이하인 경우는 $H/L=0.25$ 와 0.5

인 지반의 Q-y곡선이 $H/L=0.0$ ($D_r=61.8\%$)인 지반의 Q-y곡선에 더 근접하며, $H/L=0.75$ 인 지반의 Q-y곡선이 $H/L=1.0$ ($D_r=90\%$)인 지반의 Q-y 곡선에 더 근접하여 나타났다.

이는 $H/L=0.75$ 이상인 경우에는 비균질 지반의 수평거동 특성이 극대화 됨을 보여주는 결과라고 할 수 있다. 그리고, E_{h1}/E_{h2} 가 1 이상인 경우는 $H/L=0.25$ 와 0.5인 지반의 Q-y곡선이 지반의 항복으로 인한 1차 굴절 이후에도 $H/L=0.0$ ($D_r=90\%$)인 지반의 Q-y곡선에 더 근접하여 나타나며, $H/L=0.75$ 인 지반의 Q-y 관계는 1차 굴절 후 $H/L=1.0$ ($D_r=61.8\%$)인 지반의 Q-y곡선에 더 근접하여 나타났다.

이와 같이, 2개층으로 이루어진 비균질 지반에서의 수평하중(Q)과 변위(y) 관계는 말뚝 근입길이비에 무관하게 E_{h1}/E_{h2} 에 더 의존하고 있음을 나타내는 결과를 보여주고 있다. 또한 1개층이 근입된 말뚝길이의 최소 75%이상 차지하는 상대밀도로 이루어진 비균질 지반에서의 수평거동 (Q-y곡선)은 그 상대밀도에 해당하는 수평거동 결과와 근접함을 알 수 있었다. 이는 지반내에 외부하중으로 인하여 발생하는 지반 반력(p)-깊이(z) 관계에서 말뚝의 수평거동에 영향을 미치는 범위는 지표면에서 말뚝의 전단력이 영(zero)이 되는 지표면에 부근 깊이까지로 밝히고 있는 Briaud(1977)의 결과와는 다른 결과이다. Briaud의 결과는 균질지반에만 해당되는 것으로 비균질 지반에의 적용은 부적절 할 것으로 판단된다.

그림 4(d)와 (e)는 각각 상대밀도 61.8%, 90.0%의 균질지반에서 하중(Q)-변위(y)관계에 대한 수평하중($\beta=0^\circ$)과 경사하중($\beta=10^\circ, 20^\circ, 30^\circ$)의 영향에 관하여 도시한 것이며, 말뚝의 근입길이비(L/D)는 모두 17.5의 경우이다. 경사하중에 대한 말뚝의 거동실험은 수평하중이 가해질 때의 하중 재하지점과 동일한 지점에서 하중 경사각(β)을 달리하여 실험을 수행하였다. 임의 경사각(β)로 하중(Q_β)이 가해질 경우, 이는 $Q_\beta \cos\beta$ 의 수평분력하중과 $Q_\beta \sin\beta$ 의 수직 분력하중이 말뚝 기초에 가해지는

경우와 같다고 할 수 있다. 이러한 경우 수직 하중으로 인한 말뚝 선단부분의 구속효과가 작용하여 말뚝의 수평변위 발생을 억제하여 줄 것으로 사료된다.

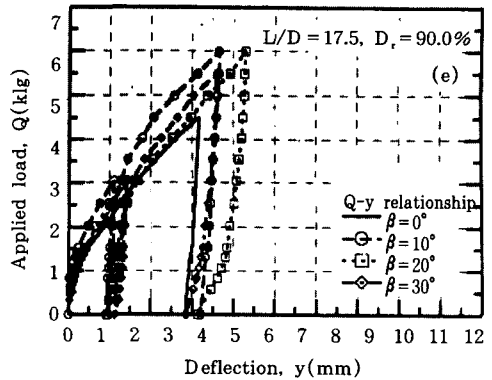
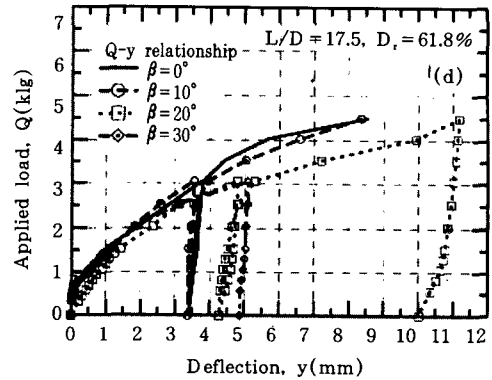
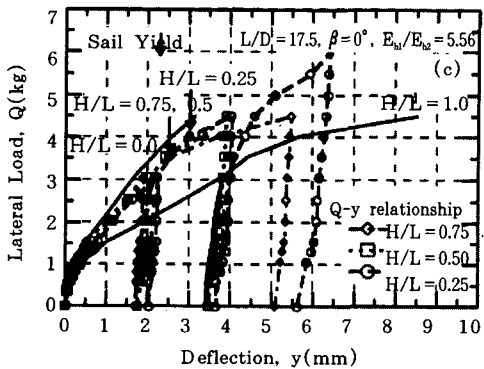
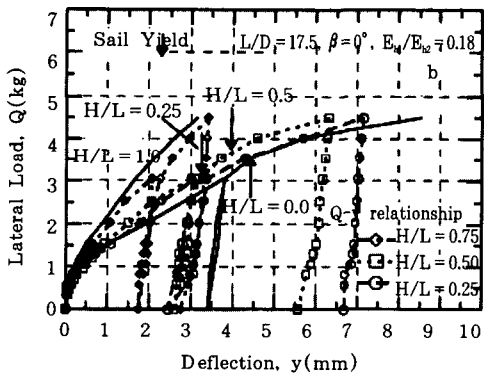
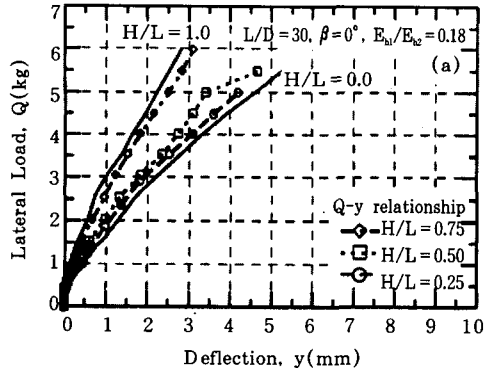


그림 4. Q-y 관계: (a), (b), (c) H/L, L/D 그리고 E_{n1}/E_{n2} 의 영향 ; (d), (e) β 와 D_r 의 영향

그러나, 말뚝의 근입 길이비가 17.5이며 지반의 상대밀도가 61.8%인 모형실험에서는 그림 4(d)와 같이 하중 경사각이 증가할 수록 수평변위가 증가경향을 보였다. 이는 Broms가 제안한 말뚝의 무차원 길이계수(ηL)가 2보다 작은 강성말뚝으로서 급경사($\beta > 10^\circ$) 경사하중이 작용할 경우, 지표면 부근에 상당한 응력이 집중되고 경사하중의 수직분력이 증가되어 상대적으로 상대밀도 90% 지반보다 지표면 부근에서 지반반력이 약한 본 지반에서는 수평변위의 증가가 유발되고 외부하중이 말뚝 선단부로 전달되어 선단부 부근에서 휨 모멘트가 증가하는 것으로 판단된다.

말뚝의 근입 길이비가 17.5이며 지반의 상대 밀도가 90.0%인 모형실험에서는 그림 4(e)와

같이 하중 경사각이 증가할수록 수평변위가 $\beta = 10^\circ$ 까지는 감소하다가 $\beta = 10^\circ$ 이상에서는 $\beta = 10^\circ$ 의 경우 보다 다소 증가하나, 수평하중의 경우보다는 작게 나타났다. 이는 앞서 설명한 이유와 유사하나 상대밀도가 90%인 경우는 말뚝의 강성보다는 지반의 강성에 수평거동이 의존하기 때문인 것으로 사료된다.

이와같이, 말뚝기초에 경사하중이 가해지는 경우에 있어서 말뚝의 하중-변위관계는 상대밀도에 상당히 의존하고 있음을 알 수 있다. 그러나, 이는 균질지반이며 강성말뚝에 대한 결과이기 때문에 비균질 지반과 휨성말뚝에 대한 결과들을 고찰할 필요가 있다.

3.2 휨 모멘트-깊이 관계

그림 5는 모든 실험들의 휨 모멘트(M)-깊이(z) 관계에 대한 H/L 과 E_{h1}/E_{h2} 그리고 하중 경사각($\beta = 0^\circ, 10^\circ, 20^\circ, 30^\circ$)의 영향에 관하여 도시한 것이다.

그림 5(a), (b), (c)는 비균질 지반내 하부지반의 높이(H)가 증가함에 따른 최대 휨모멘트-깊이 관계를 4kg의 수평하중(Q)인 경우를 도시한 것이다. 그림 5(a)와 (b)에서, $Q = 4\text{kg}$ 의 경우 하부지반의 높이가 증가함에 따른 M-z 곡선들이 상·하부지반의 각 상대밀도 해당하는 균질지반의 M-z 곡선 사이에 있으나 하부지반 보다 상부지반의 상대밀도에 해당하는 균질지반($H/L = 0.0$)의 M-z 곡선에 더 근접하여 나타나고 있음을 알 수 있다.

그림 5(b)와 (c)의 비교에 의하면, 비균질 지반의 E_{h1}/E_{h2} 가 1 이상인 경우(그림 5(c)) 하부지반의 높이가 증가함에 따른 M-z 곡선들은 거의 변화가 없이 나타나며, E_{h1}/E_{h2} 가 1 이하인 경우(그림 5(b))의 결과와는 다소 차이를 보이고 있다. 이는 $E_{h1}/E_{h2} > 1$ 의 경우는 $E_{h1}/E_{h2} < 1$ 경우와는 달리 하부지반의 강성이 작아서 말뚝 선단부의 구속력이 약화되며 이로 인한 지반내 말뚝에서 발생하는 휨 모멘트의 증가를 가져올 수 없기 때문으로 판단된다.

그림 5(d)와 (e)는 각각 상대밀도 61.8%,

90.0%의 균질지반에서 휨 모멘트(M)-깊이(z) 관계에 대한 수평하중($\beta = 0^\circ$)과 경사하중($\beta = 10^\circ, 20^\circ, 30^\circ$)의 영향에 관하여 도시한 것이다. 그림에서와 같이 경사하중이 가해지는 말뚝기초의 지반내 말뚝에서 발생하는 M-z 곡선의 형상은 수평하중이 가해지는 경우의 M-z 곡선의 형상과 상이한 것을 알 수 있다. 경사하중(Q_p)이 가해지는 경우에는 수직분력으로 인한 말뚝기초의 선단부에 구속력이 증가되어 그림에서 보는 바와 같이 말뚝 선단부 부근에서의 휨 모멘트가 수평하중을 받는 말뚝기초의 휨 모멘트 보다 최대 약 4.4배($z/L = 0.857$ 지점) 정도 증가하여 나타났다.

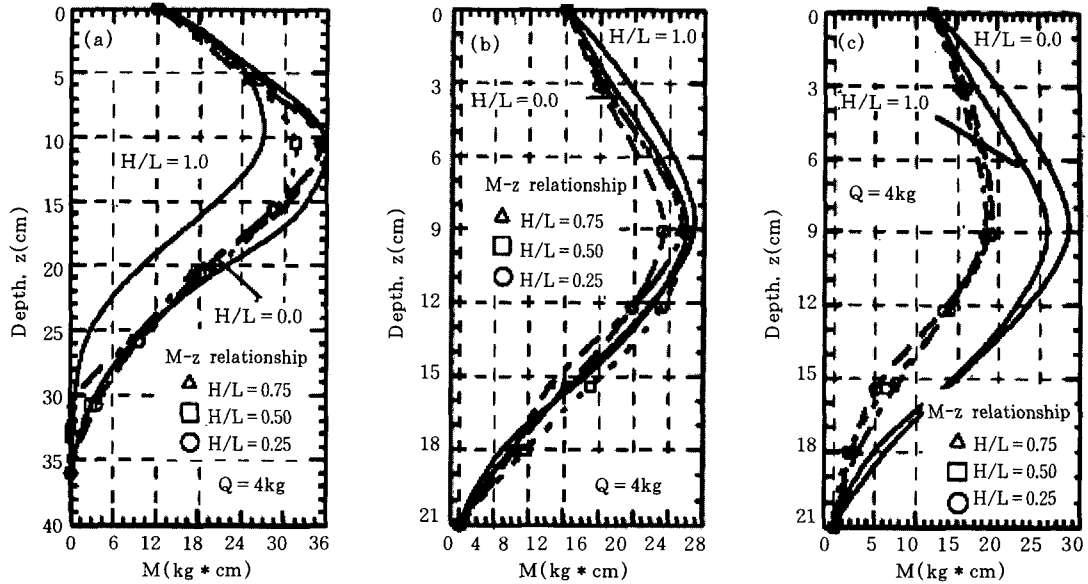
지반의 상대밀도가 61.8%인 경우, 경사하중을 받는 말뚝기초의 지반내 최대 휨 모멘트의 값(Max. B.M.)과 발생위치($1 - z/L$)는 수평하중을 받는 말뚝기초의 결과와 거의 변화가 없으나, 말뚝 선단부 부근에서의 휨모멘트 증가가 상당히 크게 발생하였다. 그리고 지반의 상대밀도가 90.0%인 경우, 경사하중을 받는 말뚝기초의 지반내 최대 휨모멘트의 값(Max. B.M.)과 발생위치(z/L)는 각각 수평하중을 받는 말뚝기초의 결과 보다 감소하였고 0.43에서 0.73으로 이동하였다. 이는 지반내 상대밀도가 증가할수록 경사하중의 영향이 크게 작용함을 알 수 있는 결과이다. 따라서, 경사하중을 받는 말뚝기초에서 비균질 지반의 E_{h1}/E_{h2} 가 1 이하인 경우에 대한 경사하중의 영향이 클 것으로 사료되며, 이에 대한 연구가 더 필요하여 계속적인 연구를 수행할 계획이다.

3.3 최대 휨 모멘트-변위 관계

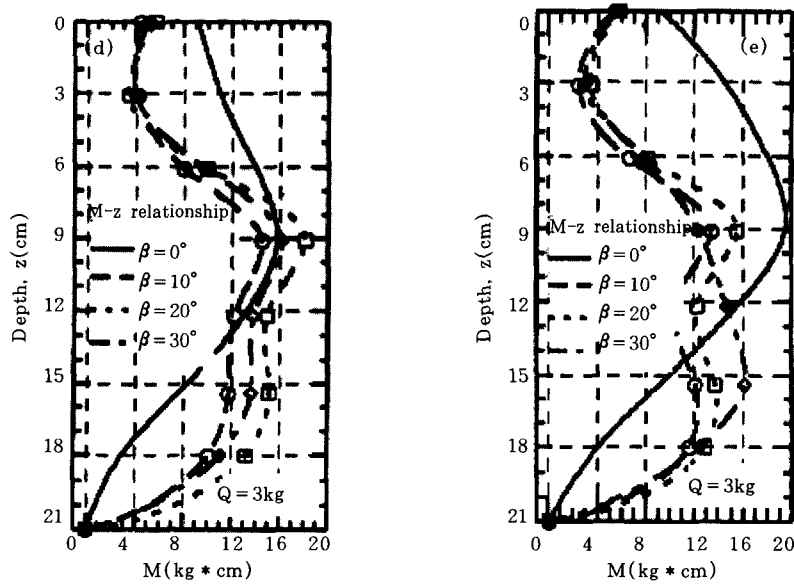
낙동강 모래지반에 매입한 말뚝의 표면에 설치한 변형계(strain gauge)에 의하여 측정된 각 지점의 모멘트 중에서 가장 큰 휨 모멘트와 지표면에서 측정한 수평변위의 관계는 그림 6에 나타내었다. 그림 6은 모든 실험들의 최대 휨 모멘트(MBM)-변위(y)관계에 대한 L/D , H/L , 그리고 하중의 경사각(β)의 영향에 관하여 도시한 것이다.

그림 6(a), (b), (c)는 비균질 지반내 하부 지반의 높이가 증가함에 따른 MBM-y 관계를 비균질 지반의 지반반력계수비와 L/D가 다른

경우에 대하여 나타낸 것이며, 이 결과들에서 MBM-y 곡선들이 L/D가 작을수록 비선형적인 것으로 나타났다. 그림 6(a)와 (b)의 비교



(a) L/D=30, $\beta=0^\circ$, $E_{n1}/E_{n2}=0.18$ 의 경우 (b) L/D=17.5, $\beta=0^\circ$, $E_{n1}/E_{n2}=0.18$ 의 경우 (c) L/D=17.5, $\beta=0^\circ$, $E_{n1}/E_{n2}=5.56$ 의 경우



(d) L/D=17.5, $D_s=61.8\%$ 의 경우

(e) L/D=17.5, $D_s=90\%$ 의 경우

그림 5. M-Z 관계(a), (b), (c) H/L, L/D 그리고 E_{n1}/E_{n2} 의 영향:(d), (e) β 와 D_s 의 영향

에 의하면, 다른 영향인자들(H/L , β , E_{h1}/E_{h2})이 동일하고 말뚝 근입길이비(L/D)가 다른 경우에 MBM-y 곡선은 L/D 가 작을수록 하부지반 높이비 H/L 이 증가함에 따라 규칙적인 증가를 보이고 있다. 그리고, 그림 6(b)와 (c)의 비교에 의하면, E_{h1}/E_{h2} 가 1 이상인 경우의 MBM-y 곡선은 E_{h1}/E_{h2} 가 1 이하인 경우와 달리 H/L 이 증가하더라도 하부지반의 상대밀도와 동일한 균질지반의 MBM-y 곡선에 근접하지 않으며 오히려 상부지반의 상대밀도와 동일한 균질지반의 MBM-y 곡선에 더 근접하여 나타났다.

그림 6(d), (e)는 경사하중이 말뚝기초에 가해지는 경우의 MBM-y 관계를 균질 지반의 상대밀도가 다른 경우에 대하여 나타낸 것이다. 그림에 의하면, 상대밀도 90%인 경우, 경사하중에 의한 MBM-y 곡선은 하중 경사각이

30°까지 증가하더라도 큰 변화를 찾아 볼 수가 없었으나, 상대밀도 61.8%의 경우에는 하중 경사각이 30°에서 MBM-y 곡선이 완만하

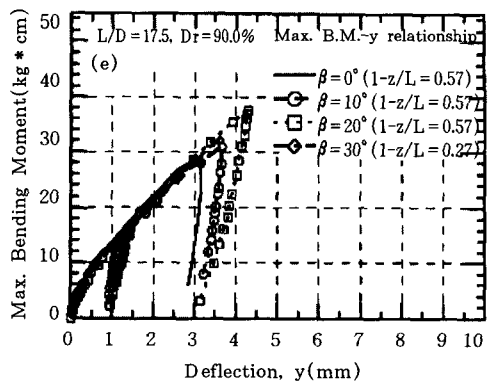
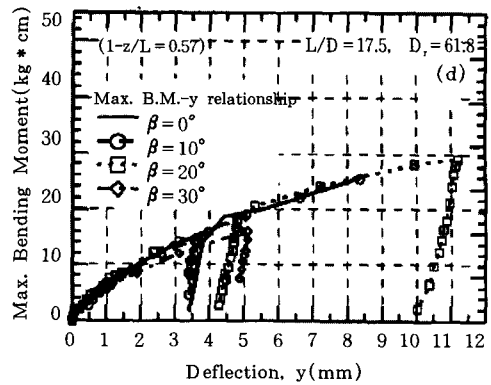
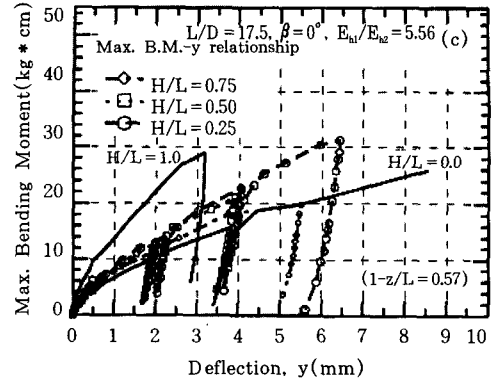
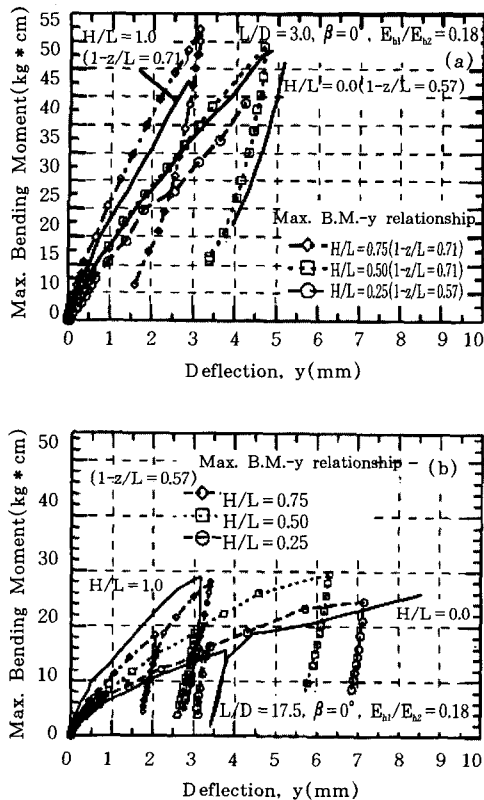


그림 6. 최대 휨모멘트(MBM)-변위(y) 관계와 최대 휨모멘트 발생위치(1-z/L):(a), (b), (c) H/L, L/D 그리고 E_{h1}/E_{h2} 의 영향;(d), (e) β 와 D_r 의 영향

게 나타났다.

3.4 각 영향인자들에 의한 수평변위와 최대 휨모멘트의 변화

2개층으로 이루어진 비균질 지반에서 수평 하중을 받는 말뚝기초에 있어 중요한 요소인 수평변위와 지반내 말뚝기초에서 발생하는 최대 휨모멘트에 대한 L/D, 지반의 상대밀도 (Dr), 하중 경사각(β), E_{b1}/E_{b2}, 그리고 H/L의 영향들을 도시하였다.

이러한 영향을 고찰하기 위하여 수평변위와 최대 휨모멘트를 정규화(y_{H/L}/y_{H/L=0}, y_β/y_{β=0}, MBM_{H/L}/MBM_{H/L=0}, MBM_β/MBM_{β=0})하였다. 그림 7(a), (b)는 지반의 지반반력계수비가 0.18인 경우로서 H/L와 수평변위의 관계를 회귀분석한 결과, 지수함수식이 다른 회귀식들 보다 더 근접하여 나타났으며 다음의 식과 같다.

$$y_{H/L}/y_{H/L=0} = e^{-\alpha H/L} \quad (1)$$

여기서, y_{H/L}는 각 H/L에서의 수평변위, y_{H/L=0}는 H/L=0 일때의 수평변위, α는 상수이며 그 값들을 정리하면 표 7과 같다.

그림에서 H/L의 증가에 의한 수평변위의 감소는 말뚝 근입길이가 짧은 말뚝 (L/D = 17.5)에서 약 22% 정도 크게 나타났다. 그리고, 정규화한 최대 휨 모멘트비는, L/D = 30인 경우, H/L의 증가에 따라 감소하는 것을 알 수 있으나, 말뚝의 강성이 지반의 강성보다 크므로써 수평거동이 말뚝강성에 의

존하는 짧은 말뚝인 L/D = 17.5의 경우에는 H/L의 증가에 따른 하부지반의 구속효과로 인하여 변위의 감소가 발생하지만, 최대 휨모멘트의 감소는 H/L=0.25 지반에서 일시적으로 발생하였으나 이후에는 증가하는 경향으로 나타났다.

그림 7(c)는 지반의 지반반력계수비가 5.56인 경우로서, 그림에서와 같이 D_r = 61.8% (H/L=1.0)의 균질지반에서 D_r = 90%의 상부층이 있는 H/L=0.75 지반 사이의 수평변위 감소폭은 가장 크게 발생하며, H/L=0.75에서 H/L=0.0까지는 서서히 감소하였다. 그리고, 최대 휨모멘트도 수평변위의 변화 경향과 유사하게 H/L=0.0의 균질지반에서 H/L이 증가함에 다소 증가하다가 H/L=0.75과 H/L=1.0 사이에서 크게 증가하였다.

상대밀도 61.8%와 90%의 균질지반에 대해서 경사하중 재하실험을 수행하여 찾은 수평변위비 (y_β/y_{β=0})와 최대 휨모멘트비 (MBM_β/MBM_{β=0})에 대한 경사하중의 영향은 그림 6(d), (e)와 같다. 하중 경사각(β)이 10°에서의 수평변위와 최대 휨모멘트의 감소는 상대밀도가 큰 경우에는 크게 나타났다. β=10°에서 β=30°로 증가하는 경우, 상대밀도 61.8%에서의 y_β/y_{β=0}는 앞서 하중-변위관계에서 설명한 이유로 인하여 점차 1.0이상으로 증가하였으나, MBM_β/MBM_{β=0}는 불규칙적인 결과를 보이거나 거의 변화 없었으며, 상대밀도 90%에서는 약 40% 정도 증가하였다. 그리고 하중 경사각의 증가에 대한 수평변위비와 최대 휨모멘트비의 변화는 상대밀도 90%에서 매우 유사하게 나타났다.

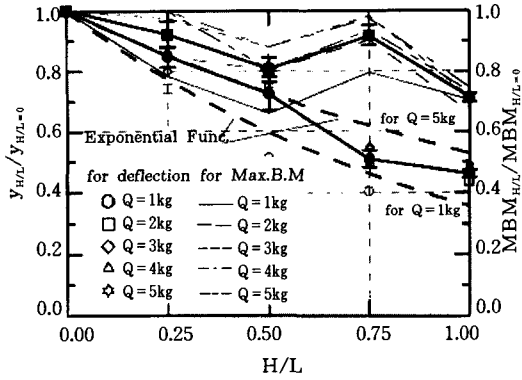
이와같이, 수평거동에 대한 경사하중 각도의 영향은 10°에서 가장 크게 나타났으며, β=10°보다 큰 경사각에서는 오히려 감소하였다. 이러한 현상은 상대밀도가 큰 경우에서 더 명확히 나타났다.

4. 결론 및 연구과제

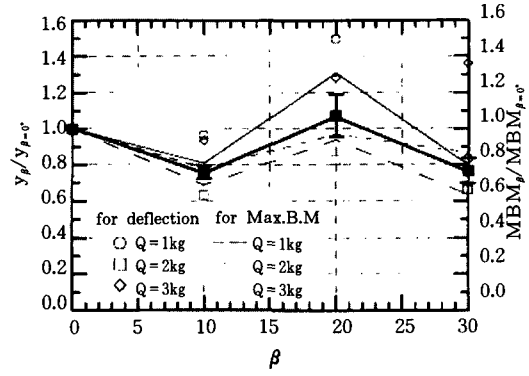
본 연구에서는 말뚝기초의 수평거동에 대한

표 7. 상수 α의 요약

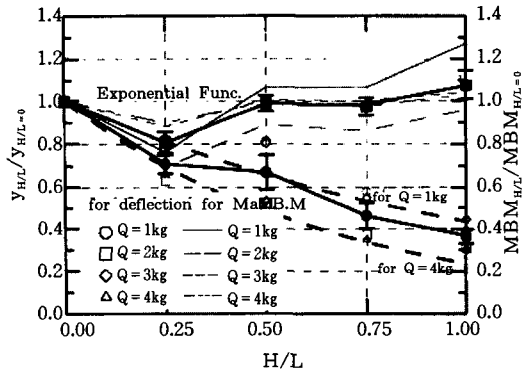
조건	α		
	L/D = 30 β = 0° E _{b1} /E _{b2} = 0.18	L/D = 17.5 β = 0° E _{b1} /E _{b2} = 0.18	L/D = 17.5 β = 0° E _{b1} /E _{b2} = 5.56
1kg	1.033	0.783	-0.744
2kg	0.831	0.952	-0.958
3kg	0.716	0.719	-0.643
4kg	0.639	1.320	-1.010
5kg	0.701	-	-



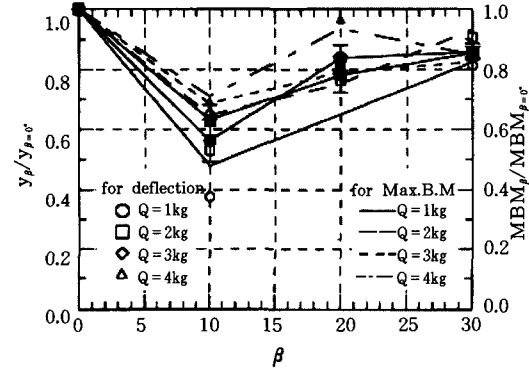
(a) $L/D=30, \beta=0^\circ, E_{h1}/E_{h2}=0.18$ 일때의 H/L 의 영향



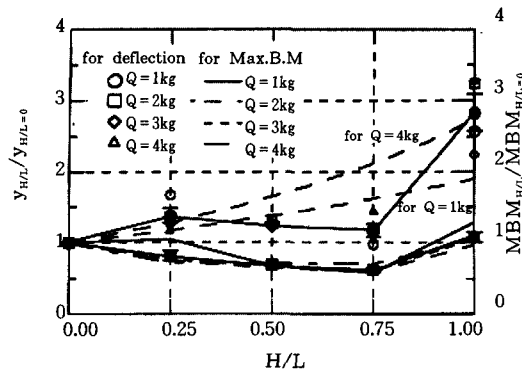
(d) $L/D=17.5, D=61.8\%$ 일때의 β 의 영향



(b) $L/D=17.5, \beta=0^\circ, E_{h1}/E_{h2}=0.18$ 일때의 H/L 의 영향



(e) $L/D=17.5, D=90.0\%$ 일때의 β 의 영향



(c) $L/D=17.5, \beta=0^\circ, E_{h1}/E_{h2}=5.56$ 일때의 H/L 의 영향

그림 7. 각 수평하중에서의 최대 휨모멘트비와 수평 변위비에 대한 각 영향인자들($H/L, L/D, E_{h1}/E_{h2}, D, \beta$)의 영향성 비교

- 비균질 지반에서의 수평거동은 $H/L, L/D$ 보다 E_{h1}/E_{h2} 에 더 영향을 받고 있는 것으로 나타났다. 그리고 하중변위 곡선 형상은 말뚝 근입길이에 대한 하부층 상대밀도의 높이비(H/L) 0.5 이하에서는 상부층 상대밀도의, 그리고 $H/L=0.75$ 이상에서는 하부층 상대밀도의 하중변위 곡선에 더 근접하였다.
- $E_{h1}/E_{h2}=0.18$ 일때의 휨모멘트-깊이 관계는 L/D 와는 무관하게 상부층 상대밀도의 휨모멘트-깊이 관계에 근접하는 것으로

비균질 지반과 경사하중의 영향을 알기 위하여 다양한 조건하에 모형실험을 실시하여 다음과 같은 결론을 얻었다.

- 나타났다. 그리고 균질지반에서의 경사하중에 의한 휨모멘트-깊이 곡선의 형상은 수평하중에 의한 결과와는 아주 상이하게 나타났으며, 상대밀도 90%에서는 최대 휨모멘트 발생깊이가 약 70% 깊어졌다.
3. 하중-변위 관계에서 수평변위는, 상대밀도 90%의 경우, 하중 경사각(β)이 10° 보다 큰 경사각에서는 $\beta=10^\circ$ 의 경우보다 오히려 다소 증가하였다. 이러한 현상은 $\beta > 10^\circ$ 의 급경사 하중이 가해지는 경우 외 부하중에 의한 지반의 응력이 지반상부 지표면 부근에 상당히 집중 됨으로서 상대적으로 지반반력이 지표면 부근에서 약한 사질토 지반에서 나타나는 것으로 판단된다.
 4. 비균질 지반에서의 말뚝 근입길이에 대한 하부층 높이비와 수평변위 비($y_{HL}/y_{HL=0}$)의 관계를 결정하기 위한 회귀분석 결과, 지수함수식이 실험결과와 잘 일치하여 H/L를 변수로 하는 실험식을 제안하였다.
 5. 비균질 지반에서 말뚝의 수평거동은 특히 말뚝의 근입 길이비, 지반반력계수비에 상당히 영향을 받고 있음을 알 수 있으며 균질지반의 거동특성과는 상이한 면을 보이고 있다. 따라서, 이에 대한 다양한 후속 연구가 진행되어야 할 것으로 사료된다.

참 고 문 헌

1. 김영수 · 김병탁 · 방인호 · 이상웅(1996), 수평 하중에 의한 강관말뚝에 관한 연구, 95035, 포항종합제철 연구보고서.
2. 김영수 · 서인식 · 김병탁(1996), "원심모형실험에 의한 강관말뚝의 수평거동 연구", 한국지반공학회, 제12권, 제6호, pp.5~20.
3. 김영수 · 김병탁 · 허노영 · 정성관(1997), "강관말뚝의 수평거동에 대한 모형실험연구: 대구지역 낙동강 모래에 대하여", 한국지반공학회, 제13권, 제5호, pp.59~74.
4. Brinch, H.J.(1961), The ultimate resistance of rigid piles against transversal forces, *Danish Geotechnical Institute*, Copenhagen, Denmark, Bulletin No. 12.
5. Briaud, J.L.(1997), "Simple Approach for Lateral Loads on Piles; SALLOP", *J. of Geotech. and Geoenvironmental Engrg.*, ASCE, Vol. 123, No. 10, pp958~964.
6. Broms, B.B.(1964), "Lateral resistance of pile in cohesionless soils", *J. of Soil Mech. and Foun. Engrg.*, ASCE, Vol.90, SM.3, pp.123~156.
7. Kim, Y.S., Seo, I.S., Kim, B.T., and Heo, N.Y.(1998a), "Behavior and Analysis of Laterally Loaded Model Pile in Nak-dong River Fine Sand", *J. of KGS*, Vol.14, No.3, pp.25~46.
8. Kim, Y.S., Seo, I.S., Kim, B.T., and Lee, S.W.(1998b), "Model tests and Analysis of Laterally loaded piles in Sand", *17th Int. Conf. of Offshore mechanics and Arctic Engrg. (OMAE)*, Lysbon, Portugal.
9. Kim, B.T., Kim, Y.S., Seo, I.S., and Lee S.W.(1998c), "Effect of Pile Head condition on Lateral Behavior in Layered Sand", *2nd Int. Conf. on Ground Improvement Techniques*, Singapore.
10. Meyerhof, G.G. and Ranjan, G.(1972), "The bearing capacity of rigid piles under inclined loads in sand; Vertical piles", *Canadian Geotech. J.*, Vol.9, pp.430~446.
11. Meyerhof, G.G., and Sastry, V.V.R.N.(1985) "Bearing Capacity of Rigid Piles under Eccentric and Inclined Loads" *Canadian Geotech. J.*, Vol. 22. pp267~276.
12. Meyerhof, G.G., and Sastry, V.V.R.N.(1995), "Behaviour of flexible piles in layered clays under eccentric and inclined loads", *Canadian Geotech. J.*, Vol.32, pp.387~396.
13. Peterson, R.W.(1988), "Laboratory Investigation of the Penetration Resistance of Fine Cohesionless Materials, *Proc. of 1st Int. Symp. on Penetration Testing*, Orlando, pp.895~901.
14. Poulos, H.G. and Davies, E.H. (1980), Pile foundation analysis and design, *John Willey & Sons*, New York.

(접수일자 1998. 9. 22)