

해양 강관 말뚝의 정적 및 동적 시험

- Static and Dynamic Test of Offshore Steel Pipe Pile -

이 영남* , 이 종섭*
박 영호** , 나 영목***

ABSTRACT

Utilizing the MH72B diesel hammer, the large diameter open-ended steel pipe piles were driven to the depth of 11.65m to 37.5m. The 2237 steel piles were driven into soil layers generally consisting of marine clay, silty sand and very dense silty sand(completely weathered granite). Among these piles, the 6 numbers of compression test and 7 numbers of tension test were carried out, and 1 pile was fulfilled on both compression and tension test. Pile dynamic measurements and analyses were performed on all test piles during initial driving.

Because CAPWAP analyses were performed on initial driving data, the predicted total capacities were underestimated. The ultimate pile tension capacities were very high and the unit skin friction (f) of tension test were at least 130.8 kPa in sand layer. This values are higher than the recommended limit value 114.8 kPa of the API RP 2A. It is considered that the skin friction of the tension load may be equal to the value of the compression load. The disturbances to soil-structure surrounding the pile with vertical stiffeners have more effect on skin friction than the increased surface area of piles. So the skin friction of the with vertical stiffeners were relatively small as compared with those without vertical stiffeners.

-
-
- * 현대건설 기술연구소
 - ** 현대건설 토목설계부
 - *** 현대건설 싱가포르 창이 현장

1. 서론

항타시 측정되는 말뚝의 지지력은 PDA 장비를 이용하여 구할 수 있다. 그러나 초기항타시에 측정되는 지지력은 항타시 발생한 과잉간극수압등의 이유로 작게 평가되며 발생한 과잉간극수압이 시간이 지남에 따라 소산되면서 지지력이 증가하는 시간 의존 특성을 보인다. 해양 말뚝 공사에 많이 사용되는 API RP 2A에서는 단위 주면 마찰력의 산정을 위해서 점성토와 사질토로 나누어 계산하고 있으며 사질토에서 추천되는 최대 주면 마찰력은 114.8 kPa이며, 인발과 압축하중하에서 같은 값을 사용하고 있다. 독일이나 러시아에서는 말뚝의 지지력을 증가시키기 위해 Stiffener를 말뚝의 선단부에 부착하는 방법을 많이 사용하고 있다.

본 논문에서는 14개의 강관말뚝을 압축 및 인발의 정적재하시험과 PDA를 이용한 동적시험을 수행한 MELAKA 현장의 결과를 이용하여 CAPWAP의 정적지지력 예측치와 재하시험의 결과를 비교하였다. 또한 인발시험에서 구한 지지력을 이용하여 말뚝의 단위 주면 마찰력을 산정하였다. 압축시험과 인발시험이 실시된 말뚝 그리고 말뚝조건 및 지반조건이 동일한 2개의 말뚝을 1본은 압축시험을, 1본은 인발시험을 수행한 결과를 이용하여 압축 및 인발 하중의 작용시 말뚝의 주면 마찰력 특성을 분석하였다. 마지막으로 Stiffener를 설치한 말뚝과 없는 말뚝에서 수행된 인발시험 결과를 이용하여 Stiffener가 말뚝의 지지력 및 항타저항력에 미치는 영향을 연구하였다.

2. 말뚝지지력 관한 이론

2.1 말뚝 지지력의 시간 의존적 특성 및 동적시험의 해머에너지 영향

항타시 말뚝의 지지력을 산정하기 위해서 PDA 시험이 수행되고 있다. 그러나 PDA와 같은 동적시험에서 정적지지력을 예측할 때 지지력은 시간이 지남에 따라 증가하거나 감소하는 경향이 있다. 점성토 지반이나 실트 또는 아주 미세한 모래 지반에 말뚝을 항타할 때 (+)의 과잉 간극 수압이 발생하고, 이 간극수압은 말뚝에 작용하는 유효응력을 감소시켜 말뚝 항타시 말뚝의 지지력을 감소시키는 효과를 가져온다. 이 과잉 간극 수압이 소산되면서 말뚝의 지지력이 증가되는데 이 현상을 Set-up 또는 Freeze 효과라 한다. 조밀한 실트나 모래지반에 말뚝을 항타할 경우 (-)의 수압이 말뚝의 선단부에서 발생하여 오랜시간이 지난후의 지지력이 초기 항타시의 지지력보다 감소하는데 이것을 Relaxation이라고 한다[PDA Manual]. 보통 Set-up이나 Relaxation 효과를 결정하기 위해 재항타를 실시 해야 하며 재항타로 얻은 동적시험의 지지력이 초기항타시의 그것보다 더 좋은 결과를 얻을 수 있는 것으로 알려져 있다.

실트와 점토질의 미세한 모래로 구성된 지반에 항타로 관입된 콘크리트 말뚝과 강관말뚝의 동적시험(PDA)과 정적재하시험을 수행한 결과[Preium et al, 1989]에 의하면, PDA(CAPWAP)로 예측된 지지력은 시간에 크게 의존하는 것으로 나타나고 있다. 여기에서는 초기항타(End of Driving)와 1주일 이후에 재항타를 실시하여 이들의 결과를 이용하여 초기항타후 14일 지난 이후의 정적지지력을 예측하였다. 초기항타로부터 14일까지는 정적지지력이 선형으로 증가한다고 가정하고 예측한 결과 정적재하시험 결과와 아주 잘 일치하였다. 초기항타후 14일이 경과한 후 전체지지력은 항타시보다 3배 이상 증가하였으며, 지지력 증가는 주로 주면 마찰력의 증가에 기인한 것으로 콘크리트 말뚝은 14배, 강관말뚝은 19배의 주면 마찰력 증가가 발생하고 있어 말뚝의 지지력이 특히 주면 마찰력이 시간이 경과함에 따라 변화가 아주 큼을 알 수 있다. 항타하는 도중에 말뚝을 연결하기 위해 항타가 중단된 경우에, 연결후 초기의 Blow count가 급격히 증가하고 그 이후의 추가 항타시 감소하는 경향을 나타내는 결과[Goble and Rausche, 1980]에서도 말뚝의 동적지지력이 항타후 경과한 시간에 영향을 받음을 알 수 있다.

Blow Count가 큰 경우 PDA시험은 지지력을 작게 평가하는 경향이 있다[PDA Manual]. 이것은 동적시험에는 충분한 항타에너지가 필요하기 때문인데, 정적재하시험시 극한 지지력이 재하하중보다 여전히 큰 경우, 정적재하시험 결과로부터 매우 작은 지지력만 관찰할 수 있으며 큰 극한 지지력 중에서 하한치만 확신할 수 있는 것과 똑같은 원리이다. Rausche et al (1985)은 정적재하시험에서 측정된 지지력과 비교되는 동적 말뚝시험 결과를 얻기 위해서는 set의 크기가 2.5mm/blow이상이 되도록 충분한 에너지를 가진 해머로 항타할 것을 추천하였다.

2.2 말뚝의 단위 주면 마찰력

말뚝의 극한 지지력(Q_u)은 말뚝 선단부에 작용하는 힘(Q_p)과 흙-말뚝 접촉면에서의 마찰력(Q_s)의 합으로 구해질 수 있다.

$$Q_u = Q_p + Q_s \quad (1)$$

말뚝에 작용하는 주면 마찰력은 말뚝에 작용하는 단위 주면 마찰력(f)과 말뚝 외부의 표면적(A_s)의 곱으로 구해질 수 있으며, 단위 주면 마찰력을 산정하기 위해서 점성토와 사질토로 나누어 계산하고 있다.

$$Q_s = fA_s \quad (2)$$

2.2.1 점성토에서의 단위 주면 마찰력

API RP 2A(1991)에서는 점성토에서 단위 주면 마찰력을 산정하기 위해서는 아래의 식(3)을 사용할 것을 권장하고 있다.

$$f = \alpha c \quad (3)$$

여기서, α : 경험적 계수

c : 비배수 전단 강도

경험 계수 α 는 아래의 식(4)을 이용하여 계산되어진다.

$$\begin{aligned} \alpha &= 0.5 \psi^{-0.5}, \psi \leq 1.0 \\ \alpha &= 0.5 \psi^{-0.25}, \psi > 1.0 \end{aligned} \quad (4)$$

α 의 최대치는 1로 제한하다.

여기서, $\psi = c/p_o'$ 이며 p_o' 는 유효 연직 압력이다.

2.2.2 사질토에서의 단위 주면 마찰력

API RP 2A(1991)에 의하면 사질토 지반에 관입된 말뚝의 단위 주면 마찰력은 식(5)와 같이 계산된다.

$$f = K p_o' \tan \delta \quad (5)$$

여기서 K : 토압계수(= σ_h/σ_v)

p_o' : 유효 상재 압력

δ : 말뚝과 흙 사이의 벽면 마찰각

항타로 관입된 Unplugged 상태의 개단말뚝에서 토압계수 K 는 인발과 압축하중하에서 동일한 값 0.8을 사용하며, 폐단말뚝이나 Plugged 상태의 개단말뚝에서는 1.0을 사용하고 있다. 장대말뚝의 경우 단위 주면 마찰력(f) 값이 유효 상재 압력이 증가함에 따라 식(5)에서와 같이 선형적으로 증가하지 않고 표 1과 같은 한계값을 사용하도록 API RP 2A는 추천하고 있다.

표 1. Design Parameters for Cohesionless Siliceous Soil

Density	Soil Description	Limiting Skin Friction (kPa)
Very Loose Loose Medium	Sand Sand-Silt Silt	47.8
Loose Medium Dense	Sand Sand-Silt Silt	67.0
Medium Dense	Sand Sand-Silt	81.3
Dense Very Dense	Sand Sand-Silt	95.7
Dense Very Dense	Gravel Sand	114.8

2.2.3 Residual Soil과 Weathered Granite에서의 단위 주면 마찰력

Residual Soil이나 Weathered Rock에 관입된 말뚝(Bored Pile)의 경우 f 는 $2N$ (여기서 N : SPT의 N -value, f 의 단위 : kPa)에 대응하며 최대값은 120kPa에 해당하는 것으로 Broms et al(1988)와 Chang and Goh(1988)는 보고하고 있다. 한편 API RP 2A에는 Residual Soil과 Weathered Granite에서의 단위 주면 마찰력에 대한 Guide Line이 없는 실정이다.

2.3 압축하중과 인발하중시의 단위 주면 마찰력

API RP 2A에는 인발하중 작용시 주면 마찰력은 압축하중시의 그것과 같거나 작은값을 갖으며, 압축하중시의 전체 주면 마찰력(Q_u)를 초과할 수 없도록 되어 있다. 인발하중을 받는 말뚝의 전체 지지력은 말뚝의 유효중량과 관내토 무게가 포함되며, 단위 주면 마찰력(f) 산정시 점성토 지반에서는 식(3)을 사용하며 모래나 실트지반인 경우는 식(5)을 사용한다. 즉 단위 주면 마찰력의 크기는 인발하중이 작용하거나 압축하중이 작용할 때 동일하다고 간주하고 있다. 동일한 말뚝에서 인발 및 압축재하시험을 수행한 결과[Vesic, 1970]에 의하면, 인발시와 압축시 거의 동일한 값을 갖는 것으로 나타나고 있다.

SPLT를 이용하여 실험한 결과[이 명환 외, 1991]에 의하면 인발하중에서 말뚝의 주면 마찰력은 압축하중에서의 주면 마찰력보다 작게 나타나고 있으며, Poulos and Davis(1980)는 압축하중시의 2/3를 사용할 것을 추천하고 있다. 이와 같이 논란이 되고 있는 인발하중과 압축하중에서의 단위 주면 마찰력의 크기 결정을 위해서는 동일한 말뚝에 대하여 압축과 인발시험을 동시에 실시하거나, 말뚝조건과 지반조건이 동일한 곳에서 2개의 말뚝을 향타하여 1본의 말뚝은 압축시험을 1본의 말뚝에 대해서는 인발시험을 실시하여 이들의 결과를 비교해 보아야 할 것이다.

2.4 Stiffener가 말뚝의 지지력에 미치는 영향

Nodular가 있는 향타 말뚝에 대하여 압축재하시험을 수행한 결과에 의하면 Nodular가 설치된 말뚝의 지지력이 그것이 없는 말뚝의 지지력에 비해 1.2~1.4배 정도 크게 측정되었다[Kanai and Yabuuchi, 1989]. 이것은 말뚝을 향타할 때 Nodular가 설치된 말뚝 주변의 흙이 그것이 없는 말뚝 주변의 흙에 비해 더 다져져서 주면 마찰력이 증가한 것으로 알려져 있다.

H형 말뚝은 선단부 단면적이 상대적으로 작기 때문에, 흙이나 연약한 암반위에 설치될 경우 큰 선단 지지력을 발휘할 수 없다. 이같은 이유로 독일이나 러시아 지역에서는 H형 말뚝의 선단부 근처에 "Wing Pile"를 용접하여 사용하고 있

다. 또한 개단 강관 말뚝의 선단부에 T형 날개를 용접하여 지지력을 증가시키고 있다. 외경이 1067mm인 개단 강관 말뚝에 날개를 부착한 것은 16m을 관입하였으며, 똑같은 조건에서 날개가 없는 말뚝은 23m을 관입시킬 수 있었다는 보고로부터[Tomlinson, 1977] 말뚝에 날개(Stiffener)를 설치함으로써 말뚝의 항타 저항력 및 지지력(특히 선단 지지력)의 증가를 가져올 것으로 판단된다.

3. MELAKA 현장의 정적 및 동적 시험 결과

3.1 공사 개요

본 공사는 1991년부터 현대건설이 시공하고 있는 공사로서 말레이시아의 멜라카 해협(MELKA Strait)에 위치(그림 1)한 곳이다. 본 공사는 용량이 120,000 DWT(Dead Weight Tonnage), 10,000 DWT 및 7,000 DWT인 유조선의 정박시설을 각각 2기씩 그리고 용량이 6,000 DWT인 LPG선의 정박시설 1기와 길이 2,100m의 부두시설을 건설하는 공사로 그림 1에 공사 평면도가 나타나 있다. 본 공사에는 직경이 다른 6종류(610, 716, 762, 810, 864, 914 mm)의 강관 말뚝을 2,237본을 항타하였으며, 사용된 해머는 램 무게가 7.2ton이고 낙하고가 2.5m로 최대 전달에너지가 21.6ton-m인 Mitsubishi사에서 제작한 디젤해머 MH72B이다.

3.2 지반 조건

본 현장의 지반 특성은 그림 2의 지질 주상도를 통해 알 수 있으며 그림 1에 Boring 번호가 기록 되어 있으며 표 2에 지반 특성을 기록하였다.

표 2 MELAKA 현장의 지반 특성

Soil Layer	Soil Description	Submerged Unit Weight (KN/m^3)
①	Very soft to soft Marine CLAY	4.0 ~ 6.0
②	Loose to medium dense silty SAND and silty clayey SAND	8.0 ~ 9.0
②A	Medium dense clayey sandy SILT	8.0 ~ 9.0
②B	Firm silty CLAY	8.0 ~ 9.0
③	Dense to very dense silty SAND (Completely weathered GRANITE)	9.5 ~ 10.0
④	Moderately weak to strong GRANITE	10.0

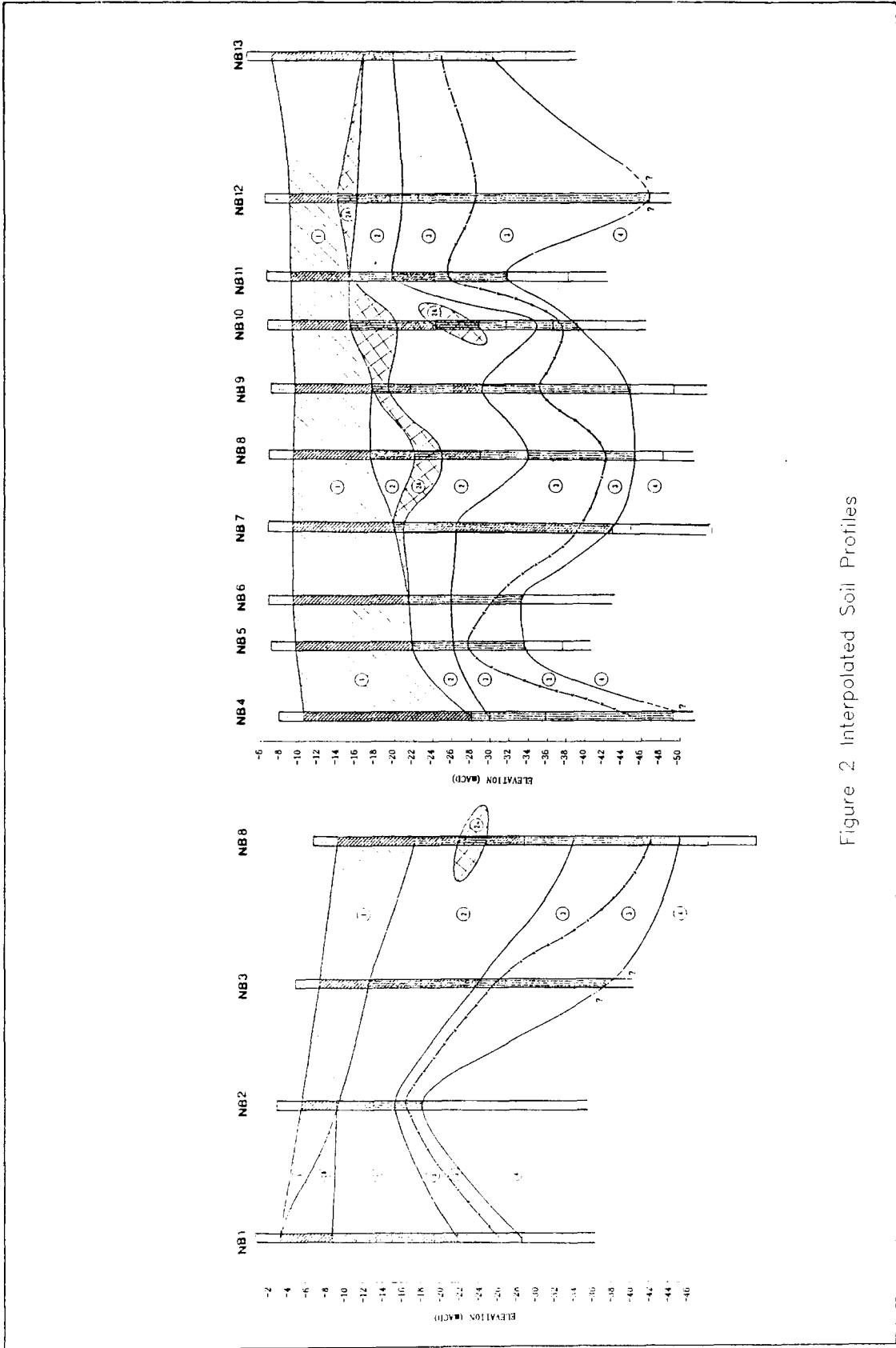


Figure 2 Interpolated Soil Profiles

3.3 말뚝재하시험 결과

압축재하시험의 최대하중은 Working Load의 2.5배였고 Kentledge Block의 무게는 Working Load의 3배였으며, 인발시험의 경우 최대하중은 Working Load의 3배까지 가하였으나 파괴하중을 결정하기 위해 7배 이상의 하중을 작용시킨 것도 있다. 300ton 용량의 유압잭 4개를 병렬로 연결하여 하중을 가하였으며 4개의 Dial Gauge를 이용하여 변위량을 측정하였다. 압축재하시험의 경우 2 Cycle로, 인발시험의 경우는 2~3 Cycle로 하중을 가하였다. 파괴하중의 결정을 위해서 압축재하시험의 경우는 Davisson 방법을, 인발시험의 경우는 하중-변위량 곡선에서 두접선(초기와 나중)의 교차점인 곳의 하중[Prakash and Sharma, 1990)]을 이용하였다.

압축재하시험 결과(7개)를 표 3에, 인발시험 결과(8개)를 표4에 수록하였다. 정적재하시험이 수행된 모든 말뚝에 대하여 초기 항타시에 동적시험을 수행하였다. 표 3과 표 4에 말뚝의 Set(mm/blow), 해머효율 및 CAPWAP 결과와 정적시험에서 구한 파괴 하중을 정리하였다.

3.3.1 압축재하시험과 CAPWAP 결과의 비교

그림 3은 압축재하시험과 CAPWAP으로 예측한 정적지지력(전체 지지력의 파괴 하중)을 비교해 놓은 것으로 동적시험은 초기항타시에만 수행되었고 재항타는 수행되지 않았다. 정적재하시험은 Working Load의 2.5배까지만 하중을 재하한 결과 파괴에 도달한 말뚝은 없었으며 Davisson 방법을 적용해 본 결과도 파괴하중에 도달한 것은 전혀 없었으며 하중-침하곡선이 모두 선형증가하고 있었다. 표 3의 파괴하중은 모두 Working Load의 2.5배 하중보다 크게 나타나고 있다.

그림 3을 살펴보면, CAPWAP으로 해석한 전체지지력은 압축재하시험으로 구한 전체 지지력보다 작게 측정되고 있다. 이는 초기항타시의 CAPWAP 결과를 이용한 것으로 항타시 발생한 (+)의 과잉 간극 수압이 주요한 원인인 것으로 사료된다. 또한 말뚝의 set이 1개의 말뚝을 제외하고 모두 2.5mm/blow 보다 작아 충분한 에너지로 동적시험을 수행하지 않은것도 CAPWAP의 결과가 작아진 이유로 생각된다. 정적재하시 파괴하중까지 시험한 말뚝이 없었던 관계로 파괴하중을 예측할 수 없었지만 정적지지력은 Working Load의 2.5배 보다 클 것으로 판단된다.

그림 4는 TP-08말뚝에 대하여 초기항타시의 PDA결과를 CAPWAP으로 예측한 하중-침하곡선과 정적재하시험을 수행하여 측정한 하중-침하곡선을 비교해 놓은 것이다. 그림 4를 살펴보면, 7000KN까지는 CAPWAP 예측치와 정적재하시험 결과가 잘 일치하고 있다. 그 이상의 지지력을 CAPWAP은 예측하지 못했는데 그 이유는 TP-08 말뚝의 set이 1.37mm/blow로 극히 작았으며 항타시 발생한 과잉 간극 수압등의 영향인 것으로 사료된다.

표 3 MELAKA 현장의 압축재하시험 결과

시험 번호	지반 조건	Pile Data				Dynamic Test (CAPWAP)					정적 재하 시험	
		Φ (MM)	δ (MM)	총 길이 (M)	관입 깊이 (M)	mm Blow	해머 효율 (%)	지지력(KN)			시험일 (항타후)	파괴 하중 (KN)
								전체	주면	선단		
TP-14	NB13	610	16	37.0	20.9	2.27	47	5288	3921	1367	24일	> 5000
TP-13	NB12	716	16	49.0	22.4	0.53	50	6317	2477	3750	38일	> 6125
TP-01	B101	762	16	49.0	25.3	0.89	40	6512	6004	509	21일	> 8525
TP-03	NB4	762	16	61.0	37.5	1.23	42	5820	5022	798	30일	> 8950
TP-09	NB8	762	16	49.0	28.6	5.00	50	4602	3827	775	35일	> 7825
TP-02	NB3	810	16	49.4	30.4	0.89	48	7472	5453	3339	27일	> 8950
TP-08	NB7	914	19	49.4	30.1	1.37	30	6962	6352	610	47일	> 9350

표 4 MELAKA 현장의 인발 시험 결과

시험 번호	지반 조건	Pile Data				Dynamic Test (CAPWAP)					인발시험	
		Φ (MM)	δ (MM)	전체 길이 (M)	관입 깊이 (M)	mm Blow	해머 효율 (%)	지지력(KN)			시험일 (항타후)	파괴 하중 (KN)
								전체	주면	선단		
TP-14	NB13	610	16	37.0	20.9	2.27	47	5288	3921	1367	86일	> 3000
TP-17*	NB2	610	16	25.0	14.64	1.46	49	7299	3161	4138	82일	2200
TP-18	NB2	610	16	25.0	11.65	2.84	52	6643	2759	3884	25일	3020
TP-04	NB5	762	16	49.0	19.3	1.11	47	5483	3422	2061	25일	> 3600
TP-05	NB6	762	16	49.0	18.4	2.07	50	6741	5111	1630	30일	> 5445
TP-15*	NB11	864	16	41.75	20.44	2.38	50	8493	4228	4265	14일	5800
TP-16	NB11	864	16	41.25	17.77	2.08	46	7115	3563	3552	25일	6525
TP-06	NB7	914	19	49.4	26.94	2.38	40	7783	6847	936	41일	> 10280

* TP-17 & TP-15 말뚝은 Stiffener가 설치되었음

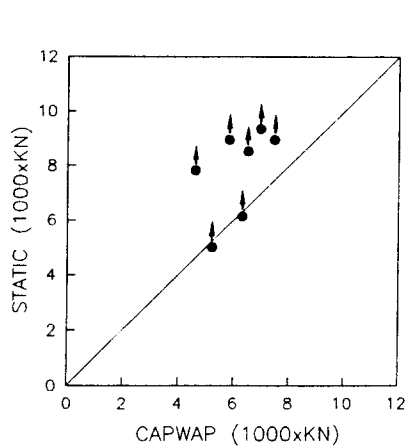


Figure 3 CAPWAP and Static Load Test Capacity Correlation

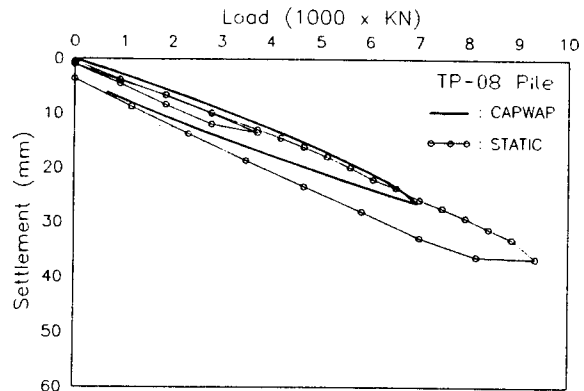


Figure 4 Load-Settlement Curve of Static and Dynamic Test

3.3.2 인발하중 작용시 모래 지반의 단위 주면 마찰력

말뚝의 단위 주면 마찰력을 산정하기 위하여 인발시험이 수행된 말뚝의 결과를 이용하였다. 상부의 Marine Clay에 대하여 API RP 2A에서 제안한 식(식(2) & 식(3))을 이용하여 주면 마찰력을 구하였다. 모래 지반에서의 단위 주면 마찰력을 계산할 때 Marine Clay 부분의 주면 마찰력과 말뚝의 유효자중을 고려하였으나 말뚝내부의 관내토 무게를 무시하였다. 한편 Marine Clay 깊이 부분에서는 대부분의 말뚝이 자중에 의해 관입(Free Run)되었으므로 이 부분에서의 주면 마찰력은 API RP 2A의 값보다 작아질 것으로 사료되어 모래 지반에서의 단위 마찰력이 더 증가할 것으로 판단된다.

인발하중에 대한 말뚝의 단위 주면 마찰력을 표 5에 기록하였다. 이 결과를 살펴보면 인발시험시 파괴하중에 도달한 말뚝(TP-16, TP-18)의 단위 주면 마찰력이 190~200kPa정도로 매우 크게 나타나고 있다. 파괴에 도달하지 않은 결과중 최소값은 130kPa로써, 이 말뚝의 번호는 TP-14이며 그림 5에 압축하중-침하량 및 인발하중-변위량 곡선을 나타내었다. 그림 5에 나타난 바와 같이 곡선이 선형인 상태에서 인발시험이 끝났으므로, 이 말뚝의 인발 저항력에 대한 단위 주면 마찰력은 이보다 훨씬 더 클 것으로 예상된다. 또한 TP-05의 경우는 327.1kPa이라는 아주 큰 단위 주면 마찰력이 계산되고 있어 API RP 2A의 최대 추천값인 115kPa을 훨씬 초과한 것이다. 이와 같은 결과는 말뚝이 Dense to very dense silty SAND(Completely weathered Granite)에 깊숙히 관입된 결과로 사료된다.

위의 결과는 ②번층(SAND)과 ③번층(Weathered Granite)에 작용하는 하중을 분리할 수 없기 때문에 ②번층과 ③번층에서 단위 주면 마찰력이 동일하다고 가정하고 계산한 것이다. 만약 ③번층에서 인발하중의 대부분을 받고 있다고 가정한다면 이 부분에서의 단위 주면 마찰력은 표 5에서 계산한 값보다 상당히 증가할

것이다. 이 결과는 Broms et al(1988)와 Chang and Goh(1988)이 제안한 Residual Soil이나 Weathered Granite에서의 최대 단위 주면 마찰력 120kPa 보다 훨씬 큰 값이 된다.

표 5 MELAKA 현장의 인발시험시 모래 지반의 단위 주면 마찰력

시험 번호	지반 조건	File Data							(-) 지지력 성분			인발시험	
		φ (MM)	총 깊이 (M)	관입 깊이 (M)	항타 깊이 (M)	Free Run (M)	CLAY Depth (M)	SAND Depth (M)	말뚝 부재 (KN)	CLAY 지지력 (KN)	합계 (KN)	파괴 하중 (KN)	단위주면 마찰력 (kPa)
TP-14	NB13	610	37.00	20.9	9.00	11.90	9.6	11.30	76	90.2	166.2	> 3000	> 130.8
TP-17	NB2	610	25.00	14.64	7.24	7.40	3.7	10.94	51	86.4	137.4	2200	*
TP-18	NB2	610	25.00	11.65	4.75	6.90	3.7	7.95	51	86.4	137.4	3020	189.2
TP-04	NB5	762	49.00	19.3	9.05	10.25	12.2	7.10	126	347.5	473.5	> 3600	> 184.0
TP-05	NB6	762	49.00	18.4	11.00	7.40	12.0	6.40	126	308.0	434.0	> 5445	> 327.1
TP-15	NB11	864	41.75	20.44	18.94	1.50	6.0	14.44	122	48.4	170.4	5800	*
TP-16	NB11	864	41.25	17.77	15.47	2.30	6.0	11.70	121	48.8	169.8	6525	200.1
TP-06	NB7	914	49.40	26.94	24.25	2.69	10.5	16.44	181	368.0	549.0	>10280	> 206.1

* TP-17 및 TP-18 : Stiffener가 설치된 말뚝으로 단위 주면 마찰력을 계산하지 않았음

3.3.3 압축하중과 인발하중시의 단위 주면 마찰력 비교

TP-14말뚝은 항타후 24일이 지난후에 압축재하시험을 실시하였으며, 압축재하시험이 끝난후 2개월 이후에 인발시험을 실시하였다. 또한 말뚝조건과 지반 조건이 동일한 2개의 말뚝에 대하여 하나는 압축재하시험(TP-08)을 다른 하나는 인발시험(TP-06)을 실시하였다.

그림 5는 TP-14말뚝의 2 Cycle Compression과 2 Cycle Tension 시험이 수행된 결과로서 하중-변위량 곡선을 연속적으로 표시한 그림으로 압축과 인발하중하에서 말뚝은 모두 파괴에 도달하지 않았다. 하중이 작용할 때 말뚝의 변형량의 기울기가 압축과 인발시 거의 동일하며 또한 Reloading시의 기울기와의 거의 동일하다. 이는 압축재하시 대부분의 하중이 주면 마찰력에 의해 지지되었다고 생각할 수 있는 것이다. 인발하중 3000KN 근처에서 침하량이 갑자기 커지는 것은 하중 유지 시간이 24시간으로 매우 길었기 때문[각 하중단계에서 하중 유지시간은 1시간이며 최종 단계에서는 24으로 유지시킴]으로 3000KN의 하중까지는 인발시와 압축시의 주면 마찰력의 크기가 거의 동일하다고 생각할 수 있다.

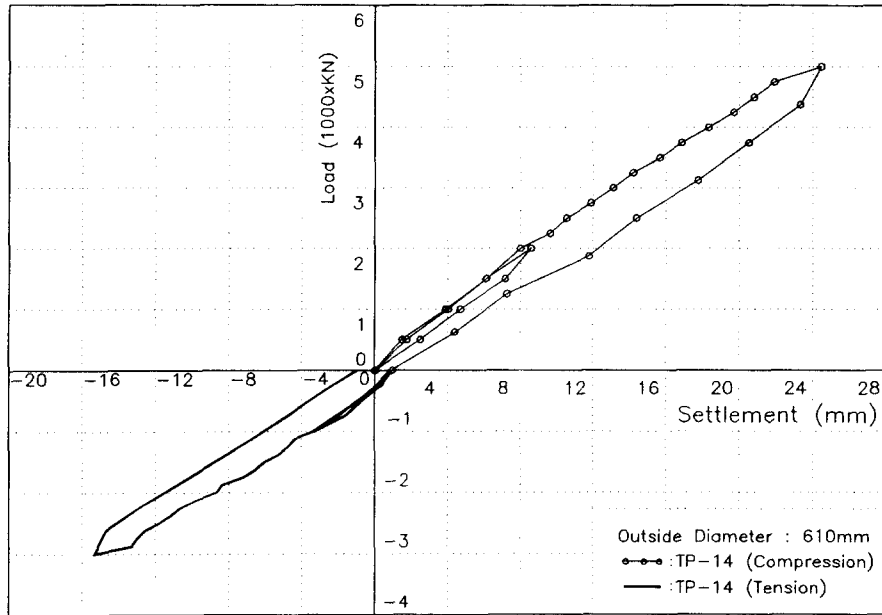


Figure 5 Load-Displacement Curve of Compression and Tension Test of the TP-14 Pile

그림 6은 압축재하시험(TP-08)을 2 Cycle로 9350KN까지, 인발시험(TP-06)은 3 Cycle로 10280KN까지 하중을 가하였다. 2본의 말뚝의 전체 길이 및 직경이 동일하고 항타위치도 거의 비슷하며, 관입깊이는 TP-08 말뚝이 TP-06 말뚝보다 3.16m 더 깊다. 그림 6의 하중-변위 곡선에서 초기의 곡선 기울기는 거의 동일하지만 4000KN이상부터 인발말뚝의 변위량이 약간 크게 나타나고 있다. 이것은 TP-06(인발말뚝)과 TP-08(압축말뚝)의 전체길이는 동일하지만 TP-06이 TP-08보다 관입깊이가 3.16m 작기 때문에 상대적으로 관입되지 않는 길이가 더 길었기 때문이다. 즉, 흙 위에 존재하는 말뚝의 길이가 더 길기 때문에 동일하중하에서 탄성변형량이 더 크게 되어 TP-06의 변형량이 TP-08보다 크게 되는 것이다.

7700KN 부근에서 TP-06(인발말뚝)의 2 번째 Cycle에서의 변형량이 갑자기 증가한 이유는 하중 유지 시간이 24시으로 매우 길었기 때문이다. 이 효과를 고려한다면 TP-06 말뚝의 탄성 변형량이 하중이 증가하면서 커지기 때문에, 하중이 증가하면서 인발말뚝의 변형량과 압축말뚝의 변형량 차이는 증가하게 된다. 이들 결과를 볼 때에 인발하중 작용시 말뚝의 단위 주면 마찰력은 압축하중시의 그것과 거의 비슷한 크기를 갖을 것으로 판단된다.

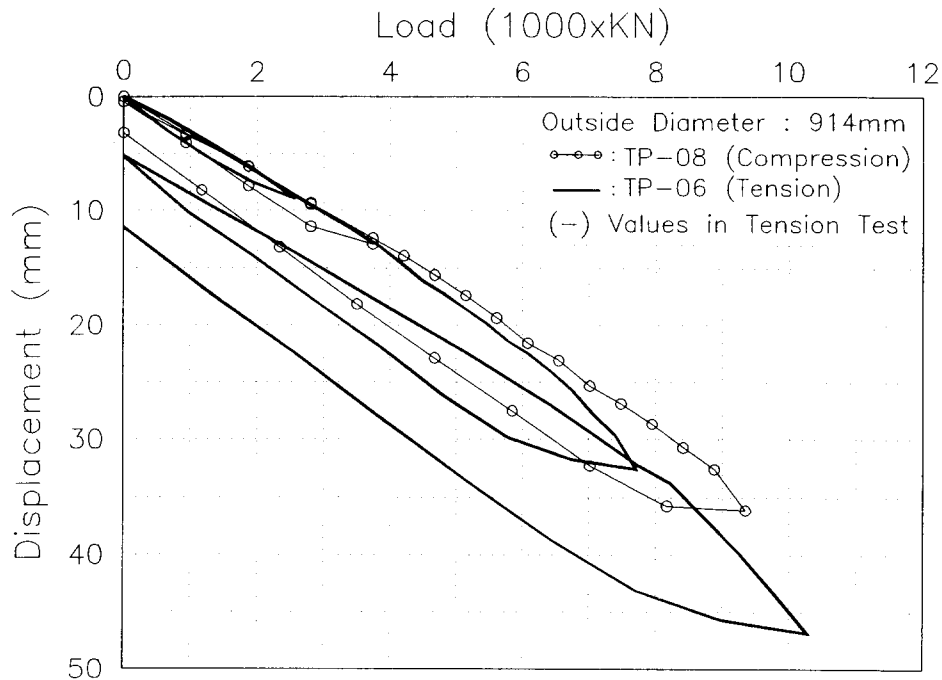


Figure 6 Load-Displacement Curve of Compression Test(TP-08) and Tension Test(TP-06)

3.3.4 Stiffener가 말뚝의 단위 마찰력에 미치는 영향

본 현장에서는 말뚝의 단면적을 증가시켜 인발저항력을 증가시키기 위해 날개 (Vertical Stiffener)를 그림 7과 같이 말뚝선단부에 설치하였다. 똑같은 지반조건과 직경이 동일한 말뚝에 대하여 Vertical Stiffener가 설치된 말뚝과 없는 말뚝 [TP-15(Stiffener) vs TP-16, TP-17(Stiffener) vs TP-18]에 대하여 항타시의 저항력과 인발저항력을 비교한 것으로, CAPWAP 결과 및 인발시험 결과가 표 4에 수록되어 있다.

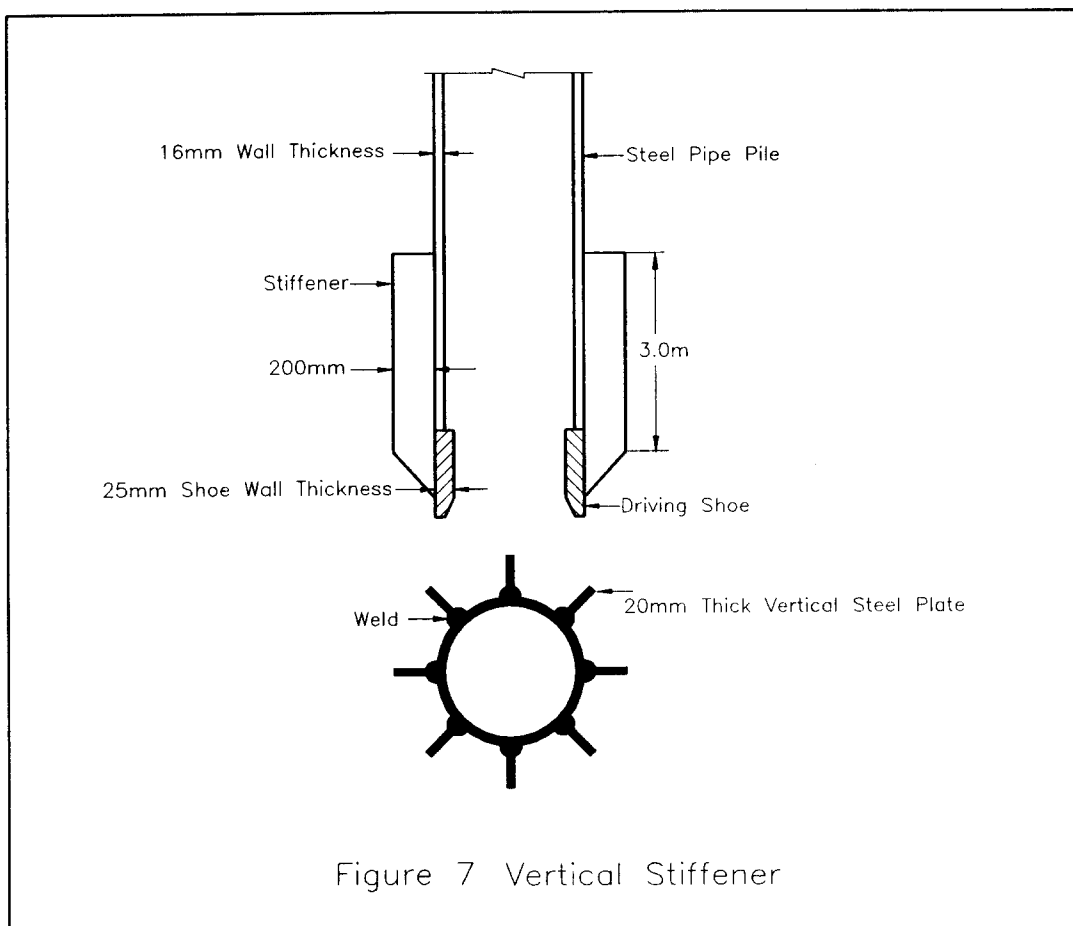
1) 항타 저항력 비교

Stiffener가 설치된 말뚝과 없는 말뚝의 항타저항력을 비교한 것이 그림 8에 나타나 있다. 그림 8.a를 살펴보면 Stiffener가 있는 말뚝의 항타 저항력이 관입초기에는 더 크지만 17m이후에는 더 작아지고 있으며, 그림 8.b는 관입초기부터 최종 관입 깊이까지 Stiffener가 설치된 말뚝의 항타 저항력이 작게 측정되고 있다. 이는 Stiffener의 설치로 지반의 교란효과가 커져 항타 저항력을 감소시킨 것으로 사료된다.

2) 인발 저항력 비교

Stiffener의 인발저항력에 대한 영향을 살펴보기 위해 4개의 말뚝에 대해서 파괴가 발생할 때까지 하중을 증가시켰다. 모든 시험은 3 Cycle로 수행되었으며 하중-변위량 곡선이 그림 9에 나타나 있으며 표 5에 파괴하중이 나타나 있다.

그림 9.a는 외경이 864mm인 말뚝이고 그림 9.b는 외경이 610mm인 말뚝이다. 직경이 다른 두가지 말뚝의 경우에 있어서 Stiffener가 설치된 말뚝의 주면 마찰력이 그것이 없는 말뚝에 비해 상대적으로 작은 파괴하중을 보이고 있다. Stiffener가 설치된 말뚝의 항타시 말뚝 주변 흙의 교란영역이 증가하여 Stiffener로 인한 말뚝 면적의 증가와 비교해 볼때 주면 마찰력에 악영향을 준 것으로 사료된다. 즉, Stiffener가 설치된 말뚝의 단위 주면 마찰력이 없는 말뚝에 비해 상대적으로 작음을 알 수 있다. Stiffener의 설치는 말뚝의 선단 지지력을 증가시킬 수도 있지만, 주면 마찰력의 증가에는 악 영향을 줄 수 있었다.



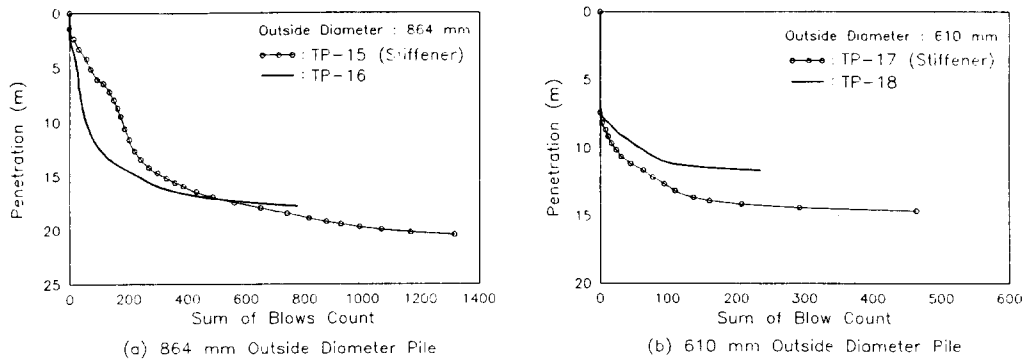


Figure 8 Driveability of Stiffener Pile and Non-Stiffener Pile

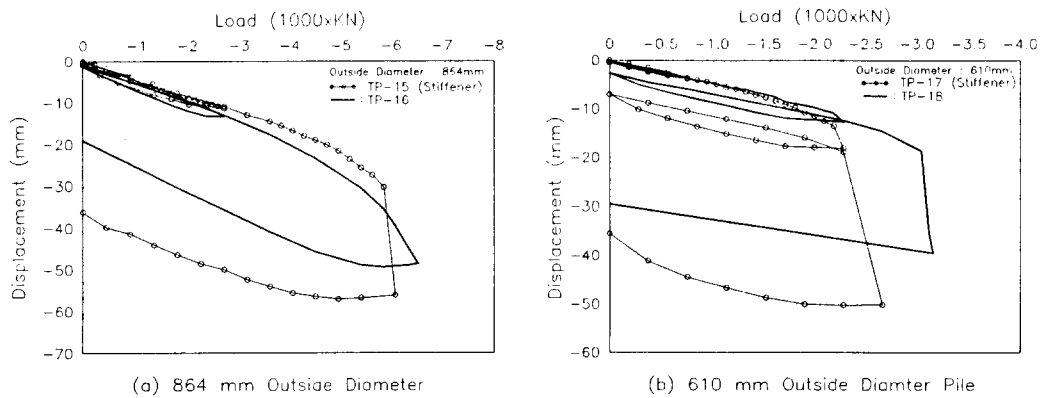


Figure 9 Load-Displacement Curve of Stiffener Pile and Non-Stiffener Pile

4. 결론

직경이 다른 6 종류의 강관 말뚝에 대하여 동적시험(PDA) 및 압축시험과 인발시험을 수행하여 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다.

- 1) 초기항타(End of Driving)시에 수행된 동적시험은 말뚝의 지지력을 과소 평가하는 경향을 나타내었다. 이는 말뚝지지력의 시간 의존 특성과 set이 2.5mm/blow 보다 작았기 때문으로 사료된다.
- 2) 말뚝의 단위 주면 마찰력이 130.8kPa 이상으로 API RP 2A의 최대 추천값 보다 훨씬 큰 값을 나타내었으며, 이는 말뚝이 Weathered Granite에 관입되었기 때문으로 사료된다.
- 3) 인발하중과 압축하중시 말뚝의 단위 주면 마찰력은 거의 동일한 값을 갖을 것으로 판단된다.
- 4) Stiffener가 설치된 말뚝은 항타시 말뚝 주변 흙의 교란영역을 증가시켜 말뚝의 주면 마찰력을 감소시킬 수 있다.

5. 참고 문헌

이 명환, 김 대영, 윤 성진, 이 상헌 (1991), " 하중 작용 방향(압축과 인발)과 말뚝의 직경이 말뚝 지지력에 미치는 영향 ", 대한토질공학회지 제 7권 3호, pp 51-62.

API RP 2A(Recommended Practice) (1991), " Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platform, " American Petroleum Institute, Nineteenth Edition, pp 48-60.

Broms, B.B., Chang, M.F. and Goh, A.T.C. (1988), " Bored Piles in Residual Soil and Weathered Rocks in Singapore, " Proceedings of the 1st International Geotechnical Seminar on Deep Foundations on Bored and Auger Piles, Chent, Belgium, pp 17-34.

Chang, M.F. and Goh, A.T.C. (1988), " Performance of Bored Piles in Residual Soils and Weathered Rocks, " Proceedings of the 1st International Geotechnical Seminar on Deep Foundations on Bored and Auger Piles, Chent, Belgium, pp 303-313.

Goble, G.G. and Rausche, F. (1980) " Pile Drivability Predictions by CAPWAP, " Numerical Methods in Offshore Piling, Institution of Civil Engineers, pp 29-36.

Kanai, S. and Yabuuchi, S. (1989), " Bearing Capacity of Nodular Piles, " Proceedings of the International Conference on Piling and Deep Foundations, London, pp 73-77.

PDA Manual (1993), " Pile Driving Analyzer : PAK and GCPC User's Manual, " Pile Dynamics Inc.

Poulos, H.G. and Davis, E.H. (1980), " Pile Foundation Analysis and Design, " John Wiley & Sons, Inc.

Prakash, S., and Sharma, H.D. (1990), " Pile Foundations in Engineering Practice, " John Wiley & Sons, Inc.

Preium, M.J., March, R. and Hussein, M. (1989), " Bearing Capacity of Piles in Soils with Time Dependent Characteristics, " Proceedings of the International Conference on Piling and Deep Foundations, London, pp 363-370.

Rausche, F., Goble, G.G. and Likins, G.E. (1985), " Dynamic Determination of Pile Capacity, " Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol.111. No.3, pp 367-383.

Tomlinson, M.J. (1977), " Pile Design and Construction Practice, " Third Edition, A Viewpoint Publication.

Vesic, A.S. (1970), " Tests on Instrumented Piles, Ogeechee River Site, " Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering, ASCE, Vol.96, SM2, pp 561-584.