

PMT결과를 이용한 말뚝의 연직 및 수평지지력 산정 사례 연구

Case study on the prediction of vertical and horizontal pile capacity using pressuremeter test results

김동철¹⁾, Dong-chul Kim, 최용규²⁾, Yongkyu Choi, 정성기³⁾, Sung-Gi Jung, 정창규⁴⁾, Chang-Kyu Jung, 이광욱⁴⁾, Kwang-Ook Lee

- 1) 경성대학교 대학원 석사과정, Graduate Student, Dept of Civil Engineering, KyungSung University
- 2) 경성대학교 건설·환경공학부 부교수, Associate Professor, Dept of Civil & Envir. Engrg, KyungSung University
- 3) 동아대학교 대학원 박사과정, Ph. D Student, Dept of Civil Engineering, Dong-A University
- 4) 부산광역시 건설본부 과장, Manager, Construction Headquarter, Pusan Metropolitan City

SYNOPSIS : Vertical compressive and horizontal pile load tests were performed to a instrumented large diameter (D = 1,000 mm) drilled shaft. A drilled shaft was penetrated into the weathered soil and weathered rock. PMT was done for evaluation of properties for these strata. It was expected to be difficult to get undisturbed samples of weathered soils and rocks. Thus, PMT was done at the several selected depths. In those strata, to prevent the test bore hole from collapsing, bentonite slurry was used for making the test bore hole.

In this study, soil properties was evaluated by means of PMT results and estimating method (direct method, the Ménard method) of vertical pile capacity and horizontal pile behaviors were summarized. Also, vertical and horizontal pile capacity were calculated using PMT and pile load test results.

Key words : PMT (Pressuremeter test), The direct method (The Ménard method), Large diameter drilled shaft, Pile capacity estimation method, Weathered rock.

1. 서 론

축하중 계측장치가 설치된 직경 1,000 mm의 대구경 현장타설말뚝에 대한 연직압축정재하시험과 수평재하시험을 수행하였다. 말뚝은 풍화토와 풍화암지반에 근입시켜 시공하였는데, 이 지층에 대한 지반 특성치를 산출하기 위하여 PMT를 수행하였다. 풍화토와 풍화암 지층에서 비교란시료의 채취가 쉽지 않았다. 따라서, 선정된 깊이에서 PMT를 수행하였으며, 이들 지반에서는 시험공벽의 붕괴가 유발되기 쉬우므로 벤토나이트 안정액을 사용하여 PMT시험공을 형성하였다.

본 연구에서는 PMT 결과로 지반의 특성치를 추정하였으며, PMT 결과를 이용한 말뚝의 연직 및 수평지지력 산정방법 (직접법, The direct method, The Ménard method)을 고찰하고, 말뚝재하시험이 수

행된 현장에서 실시된 PMT 결과를 이용하여 대구경 현장타설말뚝의 연직 및 수평지지력을 예측하였다.

2. 지반조건

2.1 지층구성

대상지반은 상부로부터 매립층 (SW), 퇴적 사질층 (SW), 풍화토, 풍화암층으로 구성되어 있으며, 상부 3개층은 각각 3 ~ 4 m의 층두께로 되어 있으나, 풍화암층은 60 ~ 70 m 이상 까지 분포되어 있었다. 풍화암층은 심하게 풍화되어 있었다. 이들 지층에서는 비교란 시료를 채취하는 것은 극히 곤란하였다.

2.2 PMT 시험

본 연구에서 사용된 장비는 Elastometer-200 (일본 OYO사 제작)이며, 시험과정은 NX 크기로 먼저 시험할 심도까지 시추공을 형성하는 과정에서 공벽을 유지하기가 곤란하여 벤토나이트 안정액을 사용하였으며, 프로브 (probe)를 삽입한 후 고압펌프로 고무튜브에 수압을 가하여 그 가압력(p)으로 인하여 발생하는 반경방향의 지반변위(r)을 15초, 30초, 60초, 120초 간격으로 측정하였다. 120초에 읽은 값을 측정치로 하여 프레스미터 곡선 (Pressuremeter curve)를 작도하고, 여기에서 정지토압 (p_0), 항복압력 (p_y), 한계압력 (p_l), 그리고 변형계수 (E_p)를 알아낼 수 있는데, 가압주머니의 팽창한계로 인하여 극한 압력을 직접 구하는 것은 극히 곤란하였다 (최용규 외, 1998).

2.3 지반특성치 산출

현장시험 자료로부터 직접 구하지 못한 한계압력 p_l 은 실험자료를 이용하여 외삽법에 의하여 결정할 수 있다. 그림 1과 같이 $p - \log(\Delta V/V)$ 곡선을 그려 추정할 수 있는데 $\Delta V/V = 1$ 일 때의 압력을 한계 압력으로 볼 수 있다 (Mair, 1978).

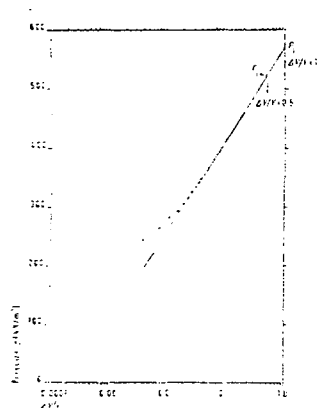


그림 1. $p - \log(\Delta V/V)$ 곡선에 의한 p_l 추정

여기서, p = 가압력

V = 가압주머니의 초기 부피

ΔV = 가압주머니의 부피변화량

본 연구에서는 PMT 시험의 결과로 비배수 전단강도 c_u , 유효전단저항각 ϕ' , 그리고 지반의 탄성계수 E_s 을 추정하였다. c_u 는 식 (1)에 의하여 추정하였다 (Mair, 1978).

$$c_u = (p_l - \sigma_0) / N_p \quad (1)$$

여기서, $N_p = 1 + \ln(G/c_u)$ (평균값으로 6.2를 사용)

σ_0 = 수평 전응력

G = 전단탄성계수

ϕ' 는 Ménard가 제안한 p_l 을 이용한 식 (2)에 의해서 추정하였다.

$$p_l = b \cdot 2^{(\phi' - 24)/4} \quad (2)$$

여기서, b = 젖은 모래에서 1.8, 마른 모래에서 3.5, 그리고 평균값으로 2.5를 사용한다.

이렇게 추정된 ϕ' 는 다른 시험 (실내시험, CPT 등)으로 얻은 값보다 크게 계산되는 것으로 알려져 있어 실제 적용에 있어 주의해야 할 것으로 알려져 있다 (Mair et al., 1987).

지반의 탄성계수, E_s 값은 PMT에서 구한 수평변형계수인 E_p (Elastometer modulus)값으로부터 Ménard가 제안한 식 (3)을 이용하여 구할 수 있다.

$$E_s = E_p / a \quad (3)$$

여기서, E_s = 지반의 탄성계수 (kg/cm^2)

E_p = Pressuremeter Test에 의한 수평변형계수 (kg/cm^2)

a = 일반적으로 토사층에서는 약 1/2 - 1/3 적용하며, 기반암층에서는 1을 적용 ($E_p/P_l > 16$

인 경우)

PMT 결과를 이용하여 산출된 지반특성치를 그림 2에 나타내었으며, 지층 구분은 지반의 특성치를 기준으로 나누었다. 상부 2개 지층은 매립층, 퇴적 사질층, 풍화토층이며, 11 m이하 지층은 풍화암층이었다.

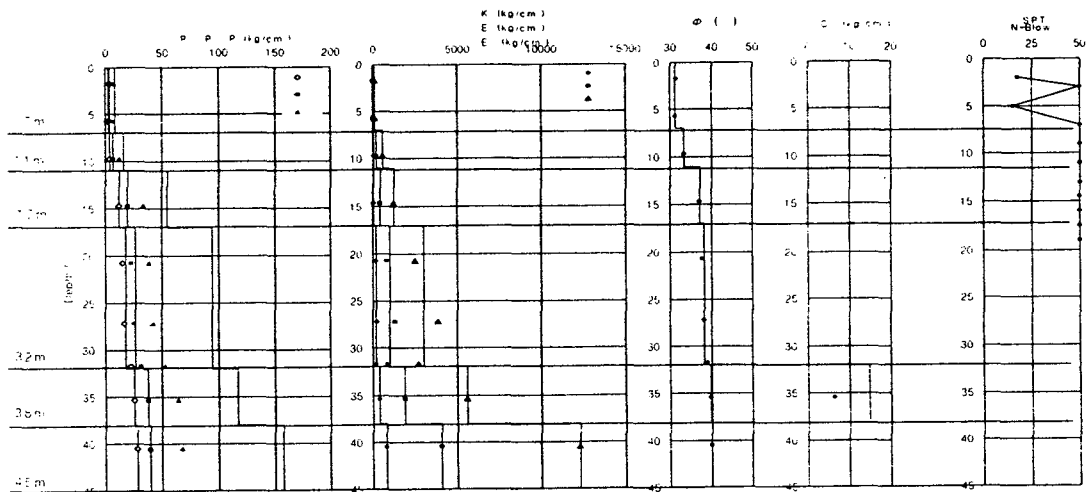


그림 2. PMT 결과로부터 추정된 지반특성치

3. PMT 결과를 이용한 말뚝의 지지력 산정

3.1 말뚝의 연직극한지지력

극한단위선단지지력 (q_b)은 폐단말뚝의 경우 식 (1)에 의해서 계산되며, 개단말뚝의 경우 1/2를 곱하여 사용한다 (Clark, 1995).

$$q_b = \frac{Q_b}{A} = k(p_l - \sigma_h) + \sigma_v \quad (4)$$

여기서 k 는 표 3의 연직지지력계수이다.

한계압력의 최소값/최대값이 1.5보다 작으면 말뚝의 선단부 지지층이 균일한 것으로 볼 수 있으며, 말뚝 선단의 평균 한계압력은 식 (5)와 같이 정의된다.

표 3. 연직 축방향하중을 받는 말뚝의 연직지지력계수 k

Ground type	ρ_m (kN/m ³)	Category	Bored piles and small displacement piles	Full displacement piles
Clay Silt	0-1200 0-700	I	1.2	1.8
Firm clay or marl Compact silt Compressible sand Soft or weathered rock	1800-4000 1200-3000 400-800 1000-3000	II	1.1	1.2-1.2*
Sand and gravel Rock	1000-2000 4000-10000	III	1.5	2.5
Very compact sand and gravel	3000-6000	IV	1.1-1.8*	1.8-3.2*

* 1.2 for dense sand or gravel; 4.2 for loose sand or gravel.
* limited database.

$$p_l = \frac{1}{a + d} \sum (p_{lmi} \cdot z_i) \quad (5)$$

여기서, p_{lmi} = 깊이 z_i 에서의 한계압력

$$z_i + \dots + z_n = a + d \quad (6)$$

여기서, a , d 는 말뚝의 관입 깊이와 직경에 의해 정해지며, d 는 a 와 같거나 말뚝 두부와 선단사이의 지지층 두께와 같다. a 는 식 (7)과 같다.

$$\begin{aligned} a &= 0.5 && \text{if } B_e < 1 \text{ m} \\ &= B_e / 2 && \text{if } B_e > 1 \text{ m} \end{aligned} \quad (7)$$

$$\text{여기서, } B_e = \frac{4 \times (\text{말뚝의 선단 직경})}{(\text{말뚝 선단의 주변장})}$$

말뚝의 관입깊이 d_e (the equivalent embedment depth)가 5B보다 작을 때는 k 대신 식 (8)와 같이 k_e 를 사용하여 선단지지력을 계산하여야 한다.

$$k_e = 0.8 + \left(\frac{k - 0.8}{25} \right) \frac{d_e}{B} \left(\frac{10 - d_e}{B} \right) \quad (8)$$

주면마찰력 Q_f 은 식 (9)와 같이 계산된다.

$$Q_f = \sum (q_{si} \cdot z_i) \quad (9)$$

여기서 $q_{st} = i$ 층의 단위주면마찰력

$z_i = i$ 층의 두께

단위주면 마찰력은 표 4와 그림 3에서 구할 수 있다.

일반적으로 Ménard의 방법으로 예측한 지지력값은 압축지지력의 경우 20% 정도 크게 계산되고 인발 지지력인 경우 250 %정도 크게 계산되는 것으로 알려져 있다 (Clarke, 1995).

표 4. 단위 주면마찰력 결정을 위한 곡선 선택

Soil type	P_{lim} (MN/m ²)	Bored concrete	Bored and lined		Driven		Grouted	
			Concrete	Steel	Concrete	Steel	Low pressure	High pressure
Soft clay	0.07	A	A	A	A	A	B	
Stiff clay	1.2-2	A, (B)	A, (B)	A	A, (B)	A	B	E*
Very stiff clay	> 2	A, (B)	A, (B)	A	A, (B)	A, B	E*	
Loose sand	0.07	A	A	A	A	A	B	
Medium dense sand	1.2	B, (C)	A, (B)	A	B, (C)	B	C	E
Very dense sand	> 2.5	C, (D)	B, (C)	B	C, (D)	C	D	F
Completely weathered chalk	0.07	A	A	A	A	A	B	
Partially weathered chalk	> 1	C, (D)	B, (C)	B	C, (D)	C	E	
Marl	1.5-4	D, (F)	C, (D)	C	F	F	F	E
Stiff marl	> 4.5	F					G	G
Weathered rock	2.5-4	G	G		G	G	G	G
Fractured rock	> 4.5	G					G	G

Curves in parentheses only apply for well-constructed piles
* If $P_{lim} < 1.5 \text{ MN/m}^2$

표 5. 흙의 종류에 따른 α

Ground type	Description	E_w/P_{lim}	α
Peat			1
Clay	Overconsolidated	> 16	1
	Normally consolidated	9-16	0.67
	Remoulded	7-9	0.5
Silt	Overconsolidated	> 14	0.67
	Normally consolidated	8-14	0.5
Sand		> 12	0.5
		7-12	0.33
		> 10	0.33
Sand and gravel		6-10	0.25
			0.33
Rock	Extensively fractured		0.33
	Unaltered		0.5
	Weathered		0.67

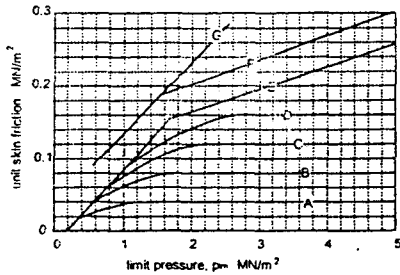


그림 3. 축방향 연직하중을 받는 말뚝의 단위주면마찰력

3.2 PMT 결과를 이용한 말뚝의 수평거동예측

수평지반반력 p_d 는 수평지반반력계수 k_s 의 함수로 식(10)와 같이 표시된다 (Baguelin et al, 1978).

$$p_d = k_s \cdot y \quad (10)$$

여기서, p_d = 수평지반반력

k_s = 수평지반반력계수

y = 수평변위

k_s 는 식(11)에 의해 계산된다.

$$\frac{1}{k_s} = \frac{2}{9E_M} \cdot B_0 \left(\frac{B}{B_0} \times 2.65 \right)^\alpha + \frac{\alpha}{6E_M} \cdot B \quad (B > 0.6 \text{ m}) \quad (11)$$

$$\frac{1}{k_s} = \frac{B}{9E_M} \cdot \frac{4(2.65)^\alpha + 3\alpha}{18} \quad (B < 0.6 \text{ m})$$

여기서 α = 흙에 종류에 대한 계수 (표 5)

E_M = 변형계수 (Ménard modulus)

B = 말뚝의 폭

B_0 = 기준 폭 (0.6 m)

실제 지반에서 흙의 용기 때문에 지반은 수평하중에 저항하지 못 하므로, 한계깊이 z_c 까지 계산된 k 의 1/2을 사용한다. z_c 는 사질토에서 $4B$ 이고 점성토에서는 $2B$ 이다.

깊이 z 에서의 수평변위 $y(z)$, 압력 $p(z)$, 전단력 $T(z)$, 휨모멘트 $M(z)$ 와 말뚝의 휨강성 EI 의 관계는 다음과 같다.

$$T = \frac{dM}{dz} = EI \cdot \frac{d^3y}{dz^3} \quad (12)$$

$$y + \frac{l_0^4}{4} \cdot \frac{d^4y}{dz^4} = 0 \quad (13)$$

여기서, $l_0 = \sqrt[4]{\frac{4EI}{k_s B}}$ = 변곡되는 깊이

수평변위 y 의 일반식은 식 (14)와 같다.

$$y = e^{-x} (a_1 \cos x + a_2 \sin x) + e_x (a_3 \cos x + a_4 \sin x) \quad (14)$$

여기서, $x = z / l_0$ 이며 a_1, a_2, a_3 와 a_4 는 상수이며 경계조건을 이용하여 계산할 수 있다.

$D < l_0$ 이면 말뚝에 휨 변형이 발생하지 않으므로 깊이에 대하여 선형적으로 거동한다고 가정하면 $p = k_s y$ 으로 간단하게 계산할 수 있다. 말뚝의 선단에서 저항이 더 많이 발생하므로 가상의 말뚝길이를 더하여 $l = D + 0.3B$ 로 계산한다.

$D > 3l_0$ 이면 무한히 긴말뚝으로 가정하고 $3l_0$ 이하의 말뚝부분은 변형되지 않는다고 가정한다. 따라서, 식 (14)로부터 $x = +\infty$ 에서 $y = 0$ 이면 $a_3 = a_4 = 0$ 가 되므로 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$y(x) = \frac{2T_0}{l_0 k_s B} \cdot e^{-x} \cos x + \frac{2M_0}{l_0^2 k_s B} \cdot e^{-x} (\cos x - \sin x) \quad (15)$$

$$M(x) = T_0 \cdot l_0 \cdot e^{-x} \sin x + M_0 \cdot e^{-x} (\cos x + \sin x) \quad (16)$$

$$T(x) = T_0 \cdot e^{-x} (\cos x - \sin x) - \frac{2M_0}{l_0} \cdot e^{-x} \sin x \quad (17)$$

말뚝두부의 변위 y_0 와 말뚝두부의 회전 y_0' 은 다음과 같다.

$$y_0 = \frac{2T_0}{l_0 k_s B} + \frac{2M_0}{l_0^2 k_s B} \quad (18)$$

$$y_0' = -\frac{2T_0}{l_0^2 k_s B} - \frac{4M_0}{l_0 k_s B} \quad (19)$$

4. 사례분석

4.1 사례선정

말뚝은 RCD공법으로 시공된 현장타설 말뚝으로 지름은 1 m이며, 관입깊이는 32 m로 풍화암에 관입시켰다. 축하중 측정장치를 설치하여 말뚝 축하중을 측정하였다. 말뚝재하시험 결과를 그림 4에서 나타내었으며 (a)에는 말뚝두부의 연직하중과 침하량의 관계를, (b)에는 말뚝축하중의 분포도를, 그리고 (c)에는 말뚝두부의 수평하중과 수평변위의 관계를 나타내었다.

말뚝을 시공하는 데 사용한 콘크리트의 설계기준강도 (σ_{ck})는 300 kg/cm^2 이었는데, 말뚝구조체의 공칭하중은 1,677 ton으로 계산되었다. 실제말뚝은 1,500 ton에서 항복이 유발되었고, 이를 근거로 말뚝의 극한 지지력은 1,500 ton으로 평가되었다. 이때의 전체 침하량은 12 mm였고 지반의 잔류침하량은 1.5 mm였다. 따라서, 지반의 파괴는 일어나지 않았으며, 말뚝구조체의 강도부족으로 인한 파괴가 유발된 것으로 판단하였다.

하중전이 거동특성은 마찰말뚝으로 거동하였으며, 상부 15m에서 하중의 대부분이 마찰력으로 전이되는 현상을 보였다. 1,500 ton하중단계에서 선단에 전달되는 하중은 20 ton이었다.

4.2 극한연직지지력 산정 및 분석

PMT결과를 이용한 지지력산정공식에 의해 지반의 극한연직지지력을 추정한 결과를 표 6에 나타내었으며, 3,511 ton으로 예측되었다. 각 지층에서는 마찰력을 계산할 수 있었으며, 말뚝선단에서는 선단지지력을 계산할 수 있었다. 계산된 값을 이용하여 축하중분포도를 작성할 수 있었는데, 그림 4(b)에 함께 도시하였다. 재하시험결과와 마찬가지로 선단지지력보다는 주면마찰력이 우세하게 발휘되는 마찰말뚝으로 예측되었다. 그러나 상부의 퇴적층과 매립층에서는 마찰력이 거의 발휘되지 않으며, 풍화토층과 풍화암층에서 마찰력이 크게 발휘되었다.

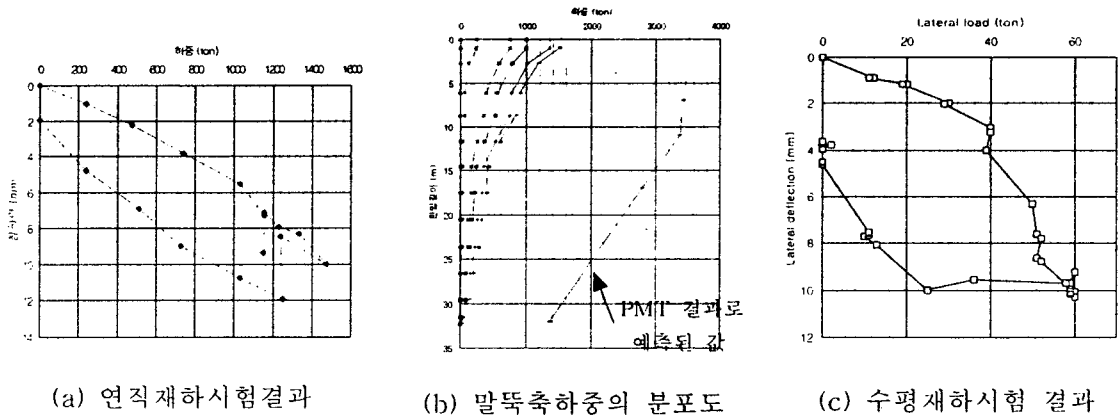


그림 4. 말뚝재하시험의 결과

표 6. PMT 결과를 이용하여 예측된 극한연직지지력

PMT 시험점도	p_1 (kpa)	p_2 (kpa)	p'_1 (kpa)	f_1 (kpa)	f_2 (ton/m ²)	$\sum Q_s$ (ton)	Q_u (ton)
0~7.0	810.1	279.3	561.1	30.0	3.1	67.3	2161.9
7.0~11.0	1548.4	392.0	1156.4	60.0	6.1	76.9	
11.0~17.0	5390.0	1176.0	4214.0	300.0	30.6	576.5	
17.0~32.0	9277.3	1796.7	7480.7	300.0	30.6	1441.3	
32.0~38.0	11166.0	2450.0	9016.0	300.0	30.6		
38.0~45.0	15181.0	2714.0	12740.0	300.0	30.6		

$$q'_1 = k (p_1 - p_u) = 1.8 \cdot 9016 = 16228(\text{kpa}) = 1635 (\text{ton/m}^2)$$

$$Q_p = q_u + q'_1 = 51 + (1635 \cdot 0.785) = 1350 (\text{ton})$$

$$Q_u = Q_p + Q_s = 2161 + 1350 = 3511 (\text{ton})$$

4.3 수평거동에측 및 분석

수평재하시험에서는 40 ton에서 말뚝의 소성변형이 일어났으며, 이때의 변위량은 4 mm였다. PMT 결과를 이용한 수평거동은 수평하중 40 ton이 재하되었을 때 말뚝두부의 수평 변위와 최대휨모우멘트를 계산하였는데 (표 7), 변위량은 28.1 mm로 큰 차이를 보였다.

표 7. PMT 결과를 이용하여 예측된 말뚝의 수평거동

$k_s^{(1)}$ (kg/cm ³)	l_0 (cm)	T_0 (ton)	y_0 (cm)	M_{max} 가 발생하는 깊이 (cm)	M_{max} (ton · m)
15.90	47.60	40	2.81	65.31	40.7

¹⁾말뚝관입된 깊이까지 평균 E_p 값을 사용하여 계산하였다.

5. 결론 및 제언

축하중 계측장치가 설치된 직경이 1,000 mm인 대구경 현장타설말뚝에 대하여, 재하시험을 실시하였고, 지반조사과정에서 얻은 PMT 결과로 지반의 강도정수와 PMT 시험결과를 이용하여 말뚝의 연직극한지지력과 수평하중에 대한 거동을 예측하여 보았다. 본 연구의 결론과 제언은 다음과 같다.

- 1) 압력주머니의 팽창한계로 인하여 실험자료로부터 직접 구할 수 없었던 한계압력 p_l 은 실험자료를 이용하여 외삽법에 의하여 결정할 수 있었다.
- 2) PMT 시험의 결과로 비배수 전단강도 c_u , 유효전단저항각 ϕ' , 그리고 지반의 탄성계수 E_s 을 추정할 수 있었다.
- 3) PMT 결과를 이용하여 예측된 지반의 연직지지력은 3,511 ton이었으며, 주변마찰력이 우세하게 발휘되는 마찰말뚝으로 예측되었다.
- 4) 수평재하시험에서 40 ton이 재하되었을 때 말뚝머리수평변위가 4 mm였으며, PMT시험 결과를 이용한 예측에서 말뚝두부에 40 ton이 재하된 상태에서 두부의 변위는 28.1 mm이었고, 최대휨모멘트는 관입깊이 65.31 cm에서 40.7 ton · m 만큼 발생하는 것으로 예측되었다.
- 5) 한 개의 사례이기 때문에 PMT결과를 이용한 지지력 예측에 관한 적용성을 평가하는 것은 곤란할 수 있으므로, 향후의 더 많은 사례를 통하여 국내지반에서의 PMT지지력 산정공식의 적용성에 관한 연구를 계속 진행해 나갈 계획이다.

참고문헌

1. 부산광역시 건설본부 (1999), "광안대로 건설공사 말뚝정재하시험 중간보고서 (육상부)," 1999. 6.
2. 최용규, 정창규, 정성기, 남문석, 김동철, 전완기 (1998), "벤토나이트 안정액을 이용한 PMT 수행사례," '98 가을학술발표회 논문집, pp.97~104.
3. (주)도화지질 (1999), "광안대로 5공구 공재재하시험 성과보고서," 1999. 6.
4. Baguelin, F., Jezeguel, J. H. and Shields, D. H. (1978), "The pressuremeter and foundation engineering," Trans Tech Publication.
5. Clark, B. G. (1995), "Pressuremeters in geotechnical design," Blackie Academic & Professional.
6. Oyo Corporation (1991), "Model-4081, Elastometer-2 indicator operation manual," Oyo corporation instrument Division.
7. Mair, R. J. and Wood, D. M. (1978), "Pressuremeter testing method and interpretation," CIRIA.