

Elastometer-200을 이용한 부산지역 해저지반의 지반특성치 평가

Evaluation of Ground Properties for Marine Ground in Pusan Area using Elastometer-200 Type

김동철*¹ Kim, Dong-Chul

최용규*² Choi, Yong-Kyu

Abstract

Applicability of PMT in domestic area, test procedure, and methods determining the shear strength parameters (c_u , ϕ') and deformation characteristics (E) using PMT results were studied. At six test boreholes of three construction sites in Pusan, PMT using Elastometer-200 type was performed. The problems occurring during tests were investigated and the test results were analysed.

In-situ total horizontal stress could be obtained by observation from pressuremeter curve and limit pressure, p_l could be determined by $p - \log (\Delta v/v)$ method. Shear strength parameters (c_u , ϕ') and deformation modulus (G , E) could be determined from the PMT results. But effective friction angle and undrained cohesion determined from PMT results were greater than those obtained from laboratory test.

Using PMT results, marine soil in Pusan could be classified approximately. Net limit pressure values were in the range of 6.4 ~ 22.5 kg/cm² in clay, 2.2 ~ 30.0 kg/cm² in sand, 13.0 ~ 58.0 kg/cm² in weathered soil and 47.0 ~ 190.0 kg/cm² in weathered rock. Also, E_m/p_l values were in the range of 2.4 ~ 7.0 in clay, 2.6 ~ 12.1 in sand, 6.8 ~ 17.1 in weathered soil and 7.2 ~ 29.6 in weathered rock.

요 지

본 연구에서는 국내에서 PMT의 적용성, 시험절차, 그리고 시험결과로부터 지반의 전단강도정수 (c_u , ϕ')와 변형특성치 (E)를 결정하는 절차 등을 고찰하였으며, Elastometer-200을 사용하여 부산지역의 해저지반 3개 지역, 6개 시추공에서 PMT를 수행하였다. 시험과정에서 발생되었던 문제점들을 분석하였으며 시험결과를 분석하였다.

PMT시험공의 정지압력은 프레스미트곡선에서 직접 관독할 수 있었으며, 한계압력 p_l 은 외삽적인 방법인 $p - \log (\Delta v/v)$ 방법에 의하여 결정할 수 있었다. 또한 지반의 강도정수 (c_u , ϕ')와 변형계수 (E)도 구할 수 있었으며, PMT결과로 구한 지반 특성치는 실내실험에서 구한 특성치보다 크게 평가되었다.

PMT결과로 지반의 종류를 개략적으로 평가할 수 있었다. 부산지역 해저지반의 경우, p_l 의 값은 점성토의 경우 6.4~22.5 kg/cm², 사질토의 경우 2.2~30.0 kg/cm², 풍화토의 경우 13.0~58.0 kg/cm², 풍화암의 경우 47.0~190.0 kg/cm²의 범위에 있었다. 또한, E_m/p_l 은 점성토의 경우 2.4~7.6, 사질토의 경우 2.6~12.1, 풍화토의 경우 6.8~17.1, 풍화암의 경우 7.2~29.6의 범위에 있었다.

Keywords : PMT (pressuremeter test), In-situ total horizontal stress, Limit pressure, Modulus of ground, Shear strength parameters

* 정회원, 경성대학교 대학원 석사과정

* 정회원, 경성대학교 공과대학 토목공학과 부교수

1. 서론

풍화토나 자갈이 섞인 사질토와 같이 비교란시료의 채취가 어렵고, 콘관입시험과 같은 원위치시험을 적용하기 어려운 지반에 PMT를 적용할 수 있으며, 또한, PMT는 지반의 역학적 특성치를 효과적으로 알아낼 수 있는 시험으로 전세계적으로 널리 사용되고 있다. PBP (pre-bored pressuremeter) 시험의 경우, 쉽지는 않지만 시험공만 제대로 형성할 수 있다면 사질토에서 기반암층까지 난해한 지층에서도 아주 효과적으로 지반의 역학적 특성치를 알아낼 수 있는 시험이다. 그리고 현장의 응력상태를 가장 유사하게 모델링하여 응력-변형거동 관계, 강도 등에 관한 지반의 특성치를 구할 수 있다(최용규 외, 1998). PMT의 결과로 추정할 수 있는 지반특성치는 대략적인 지층확인, 정지압력 (p_0), 수평지반변형계수 (k_s), 지반의 탄성계수 (E), 비배수점착력 (c_u), 유효마찰각 (ϕ'), 횡방향압밀계수 등이며, 이들 지반특성치들은 설계에 이용할 수 있다.

국내의 경우 PMT의 표준조차 마련되지 않았고 시험결과를 설계에 활용한 적용사례도 찾아보기 힘든 실정이다. 그러나 현재 국내에서 건설되고 있는 구조물들은 대형화되는 추세이고, 지반의 열악한 조건을 극복하기 위해 깊은 기초를 선택하는 경우가 많이 발생하고 있으므로 모든 종류의 지층에 적용이 가능한 PMT의 사용이 크게 증가할 것으로 예상된다.

본 연구에서는 말뚝재하시험을 실시하였거나 실시할 현장에서 시추조사와 아울러 Elastometer-200을 사용한 PMT를 실시하였다. 이 과정에서 시험절차를 고찰하였으며, PMT결과에서 얻을 수 있는 지반의 특성치들을 추정하였다. 또한, PMT결과를 이용하여 부산의 해저 지반의 특성치를 PMT의 개략적으로 평가하였으며 지반의 종류도 개략적으로 분류하였다.

2. PMT 장비와 시험절차

2.1 PMT 시험장비와 시험공의 형성

1955년 Menard에 의해서 최초로 제작된 PMT장비는 3개의 셀로 구성되어 있었으며, PMT장비는 “팽창성과 유연성이 있는 원통형의 고무막이 시험공의 공벽에 균등한 압력을 가할 수 있는 장비”로 정의되었다(Amar et al., 1991). 본 연구에서 사용한 장비 Elastometer-200(사진 1, 일본 OYO사 제작)은 선형천공형 프레스미터(PBP; pre-bored pressuremeter)의 일종이었으며, 멤브레인의 외경은 70 mm이었고, 재하용량 30 kg/cm², 80 kg/cm² 그리고 200 kg/cm²의 세 종류를 지반의 강도에 따라 선택적으로 사용할 수 있었다. 시험공의 변위는 압력에 의해서 생기는 멤브레인의 안쪽반경변위를 고무두께변화로 보정하여 측정하게 되어 있었다. 최

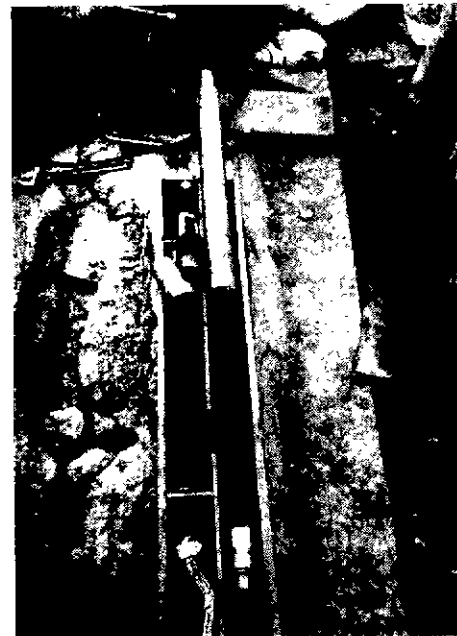


사진 1. Elastometer-200

표 1. Menard 형태의 프레스미터와 Elastometer-200의 비교 (Mair & Wood, 1978)

장비명	시험형태	측정시스템		용량		제어방법	지름(mm)	길이/지름
		압력	변위	최대압력(MN/m ²)	최대변형(%)			
메너드 프레스미터 (Type GB)	PBP	물 - 지표의 압력계이지	체적을 직접측정	10	27	응력제어	74	6.5
Oyo (Elastometer -200)	PBP	물, 오일, 가스 - 지표의 압력계이지	두 점에서의 변위를 LVDT로 측정하여 평균	20	17	응력제어	70	7.4

초로 제작된 장비인 Menard형 프레스미터와 Elastometer-200과의 유사점과 차이점을 비교하여 표 1에 나타내었다.

2.2 시험공의 형성시 문제점

PBP장비를 제외한 PMT장비 (자가굴착형 프레스미터, 압입형 프레스미터)와 다른 원위치시험장비 (CPT, SPT, DMT 등)는 자갈층, 풍화토층과 암반에 적용하기 어렵다. 그러나 모래층과 자갈이 포함된 층에서는 시험공 형성의 어려움으로 PBP시험도 수행이 쉬운 것은 아니다 (최용규 외, 1998). 시험공의 형성과정에서 발생하는 문제는 현장응력상태의 변화, 시험공의 붕괴, 시험공의 매워짐, 시험공 공벽의 이완과 시험장비에 의한 교란 등이었으며, 교란을 최소화 시키기 위해서 케이싱 삽입, 펜토나이트 안정액과 폴리머의 사용, 그리고 적절한 장비의 조합 등이 시급한 것으로 생각되었다. ASTM D 4719-87 (1994)에는 시험공형성과 관련된 시추장비의 조합을 제안하였는데 이를 참고로 하여 국내의 사정에 맞는 장비조합이 필요할 것이다. 시험공을 형성하는 과정에서 지반의 교란은 불가피하였으며, 교란 정도는 시험결과에 큰 영향을 미쳤다. 모래지반이나 자갈이 섞인 지반에서는 교란 정도가 시험 결과의 신뢰성에 심각할 정도의 영향을 미칠 수 있었으며, 지반의 교란을 최소화시키기 위하여 현장의 시추작업자의 숙련도가 무엇보다 중요한 것으로 생각되었다.

표 2. 일반적으로 사용되는 시험절차의 요약 (Clark, 1995)

Method	Type	Probe	Ground condition	Recording intervals	Stress rate	Strain rate
Menard (LCPC)	Stress	MPM	All	15, 30, 60 sec.	$p_i/10$	
ISRM (1987)	Stress	PBP	Rock	Not specified	Not specified	
ASTM (1988)	Stress	PBP	All	30 sec.	25~200 kN/m ²	
ASTM (1988)	Strain	PBP	All	30 sec.		0.05~0.1×V ₀
GOST (1985)	Stress	PBP	Soils	Varies	25 kN/m ²	
Stress (Clarke, 1995)	Strain	All	All	10~30 sec.		Various
Strain (Clarke, 1995)	Strain	All	All	10~30 sec.		1 %/min
Holding* (Clarke, 1995)	Strain	All	All	10~30 sec.		1 %/min during, 0 % during holding

* 간극수압계가 부착된 프레스미터를 사용하여 간극수압소산시험에 적용.

2.3 시험절차

표준화된 국제적인 시험규격은 없는 실정이며, 여러 나라에서 사용되고 있는 시험방법은 6가지가 제안되어 있으며 표 2에 요약하였다. 본 연구에서 사용한 시험방법은 Mair와 Wood (1987)가 제안한 절차를 사용하였다.

본 연구에서 사용한 PBP의 시험절차는 다음과 같다.

먼저 시험할 위치까지 시추공을 형성하고, 프로브 (probe)를 삽입한 후 고압펌프로 고무멤브레인에 수압 (p)을 가하고 수압에 의해 발생하는 지반변위 (r)은 15, 30, 60, 120초 간격으로 측정하였다. 120초에 읽은 값을 측정치로 하였다. 이때 측정기 (data logger)에

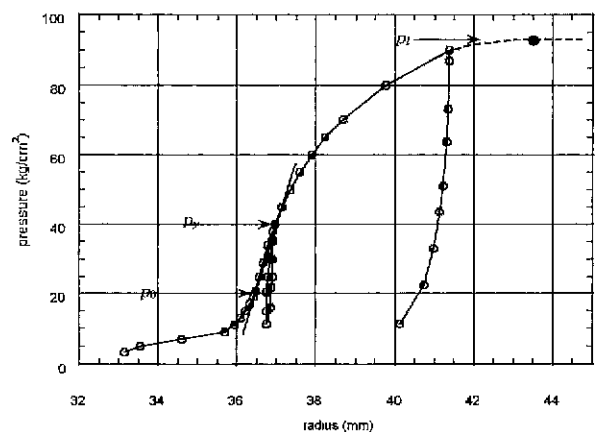


그림 1. 전형적인 PMT 결과 (00대교 TP1 35.2 ~ 35.7 m)

나타나는 값은 멤브레인의 안쪽반경 변위이며, 이 값에 멤브레인의 두께를 더하여 보정하고 보정한 측정치로 프레셔미터 곡선 (pressuremeter curve)을 작도하였다. 여기에서 그림 1과 같이 수평정지압력 (p_0), 항복압력 (p_y), 한계압력 (p_l), 그리고 매나드변형계수 (E_m)를 알아낼 수 있는데, 고무멤브레인의 팽창한계로 인하여 한계압력을 프레셔미터곡선에서 직접 구하는 것은 극히 곤란하였다 (최용규 외, 1998).

시험과정에서 가압하는 하중단계의 크기는 연약한 점토 (soft clay)의 경우 0.15 kg/cm^2 이하, 굳은 점토 (stiff to very stiff)의 경우 0.5 kg/cm^2 이하, 약한 암반 (weak rock)의 경우 1 kg/cm^2 이상으로 결정하거나, 점토의 경우 $c_u/6$ 정도의 값으로 압력을 증가시키고, 최소한 p_0 와 p_y 사이의 직선구간에서 6개 이상 점이 찍히도록 시험을 실시할 것을 제안하였다 (Mair & Wood, 1987). ASTM D4719-87 (1994)에서는 $0.25, 0.5, 1, 2 \text{ kg/cm}^2$ 중 지층의 종류에 따라 선택하여 재하할 것을 제안하였다. 본 연구에서는 SPT와 PMT를 병행하여 실시하였는데 PMT를 실시하기전 SPT를 먼저 실시하고, 지반의 한계압력을 개략적으로 판단한 다음 재하압력 단계의 크기를 결정하여 시험을 실시하였다.

크리프 시간 (creep time)은 시험과정에서 압밀이 발생하게 되어 지반의 전단강도에 영향을 미치는 것으로 알려져 있다 (Anderson & Pyrah, 1986). 표 2에 제안된 여러 시험방법들은 서로 다른 크리프 시간을 추천하고 있으며, 이것에 대해서는 표준화가 필요할 것으로 판단되었다.

Briaud (1992)는 시험과정에서 재하와 재재하 (Unload/reload)는 항복압력 부근에서는 실시하지 말고, 재하되는 압력의 크기는 순항복압력 (net yield pressure; $p_y - \sigma_{10} = p_y^*$)의 절반으로 할 것을 제안하였다.

시험의 실시 간격은 1 m로 추천하고 있으나 (Clark, 1995), 시험공벽이 붕괴되기 쉬운 지반 특성상 시험공을 1.5 m정도 만들어 1회 시험을 실시할 수 있었고, 실제 현장에서 PMT시험은 시추작업과 병행되기 때문에 1 m간격으로 시험공을 형성하는 것은 곤란하였다. 설치될 기초구조물의 거동과 지지특성에 따라 시험간격을 결정하는 것이 올바른 것이다. 본 연구에서는 현장 타설말뚝과 항타말뚝의 해석을 위한 지반조사사이었으므로 최대한 시험간격을 좁히고, 말뚝의 선단이 위치할 깊이에서 시험이 실시될 수 있도록 하였다.

3. 프레셔미터시험 결과

3.1 정지압력과 항복압력

프레셔미터 시험에서 확인할 수 있는 결과는 정지압력, 항복압력, 한계압력, 매나드 변형계수이다. 그러나 그림 1에 표시한 정지압력 p_0 는 시험공을 형성하기 전 교란되지 않은 원 지반의 정지토압과 동일하지는 않았으며, 시험공을 형성하는 과정에서 형성된 네토 나이트 안정액의 필터케익을 밀기 시작하는 상태의 압력을 나타낸다. 교란되지 않은 원 지반의 정지압력을 알아내기 위해 여러 가지 방법들이 제안되어 있으나 PBP형태의 장비에는 적용이 어렵고, 교란되지 않은 지반의 정지토압이라고 확신할 수 있는 방법은 아직 제안된 것이 없다. 그리고 사질토지반에서 PMT를 실시할 경우 시험공의 교란이 심하여 정지압력을 알아내는 것은 거의 불가능한 것으로 알려져 있다. 따라서, 본 연구에서는 프레셔미터 곡선에서 선형구간이 시작되는 점의 압력을 정지압력으로 결정하는 전통적인 방법을 사용하였다.

그리고 항복압력 p_y 은 프레셔미터곡선의 탄성구간이 끝나는 점으로 가해진 압력에 의해 지반이 소성변형을 일으키기 시작하는 지점이며, 그림 1에서 p_y 로 결정할 수 있었다.

3.2 한계압력

한계압력 p_l 은 지반의 강도와 관련된 지반의 역학적 특성치와 기초의 극한지지력을 얻는데 사용할 수 있다. 그리고 PMT장비의 종류와 크리프 시간과는 관계 없이 거의 비슷한 값을 얻을 수 있었으며 현장의 응력 상태와 지반 강도의 함수로 결정되었다 (Clark, 1995).

p_l 은 $\Delta v/v_0 = 1$ 일때의 압력으로 정의되었다. 그러나 PBP장비의 최대 공동변형을 (cavity strain, ϵ_c)은 30% 정도밖에 되지않고, 실제 한계압력까지 재하하면 공벽의 붕괴로 시험기를 회수하지 못하는 경우까지 발생할 수 있었다. 이러한 이유로 한계압력을 시험에 의하여 직접 구하는 것은 상당히 어려운 것으로 알려져 있다 (Mair & Wood, 1987). 현장실험으로부터 직접 구하기 곤란한 한계압력 p_l 은 다음의 다섯 가지 방법으로 결정할 수 있었다.

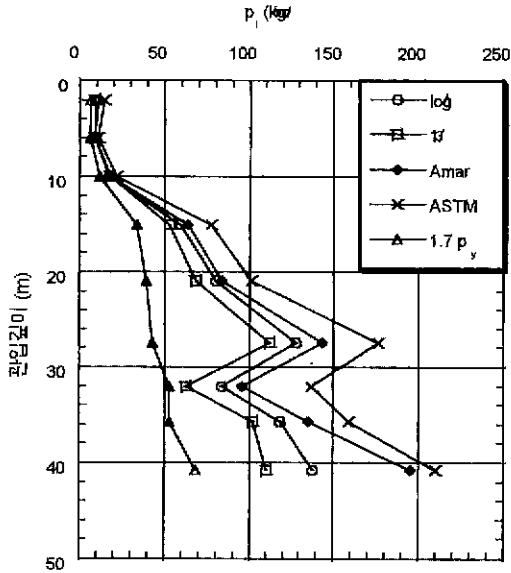


그림 2. 00대교 TP1위치에서 추정된 한계압력

- 방법 1: $p - 1/\epsilon_c$ 관계를 도시하여 p_l 을 외삽적으로 결정하는 방법 (Ladd, 1980)
- 방법 2: $p - \log(\Delta v/v_0)$ 곡선에서 $\Delta v/v_0=1$ 일 때의 압력으로 하는 방법 (Ladd, 1980)
- 방법 3: ASTM D 4719-87 (1994)에서 제안한 방법
- 방법 4: Amar et al. (1991)가 제안한 방법
- 방법 5: 압반의 경우 $1.7p_y$ 를 p_l 로 하는 방법 (Walker & Jewell, 1979)

그림 2에는 00대교 시험말뚝 TP1위치에서 수행된 PMT결과로부터 추정된 한계압력을 나타내었다. 여기서, 방법 3과 방법 5에 의해 추정된 한계압력은 각각 상한과 하한을 나타내었다. 상기의 5가지 방법 중 방법 3에서 사용하는 시험절차와 측정치의 보정 방법은 본 연구에서 사용한 장비의 그것과 일치하지 않았으므로 채택하는 것이 곤란하였고, 방법 5는 연암이상의 강도를 가지는 지반에서 제안된 방법이므로 본 연구에서는 채택하지 않았다. 또한, 방법 1은 Ladd가 제안하였으나 한계압력에 대한 하한값을 제공하지만 이론적인 정당성이 없는 것으로 인정하고 있으며 가급적 사용하지 말 것을 권장하고 있는 방법이다 (Mair & Wood, 1987). 방법 2와 방법 4는 한계압력의 정의에 잘 부합되는 방법이며, 이 두 방법에 의해 추정된 한계압력의 값은 큰 차이를 나타내지 않고 있으므로 안전측으로 나

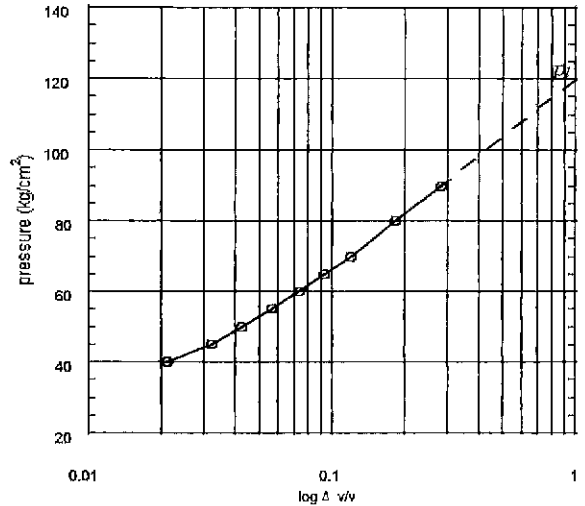


그림 3. $p - \log(\Delta v/v)$ 곡선에 의한 p_l 결정 예 (00대교 TP1, 35.2~35.7 m)

타나는 방법 2에 의하여 한계압력을 추정하였다. 방법 2에 의하여 외삽적으로 한계압력을 추정하는 예는 그림 3에 나타내었다.

그리고 p_y 값을 얻지 못한 시험의 경우는 상기의 외삽법을 이용하더라도 p_l 를 추정할 수 없었다. 견고한 풍화암과 연암이상의 지반에서는 작은 용량의 Elastometer-200으로는 p_y 를 찾을 수 없었으므로 재하용량 200 kg/cm^2 의 장비로 교체하여야 할 것으로 판단되었다.

3.3 메나드변형계수

현장에서 직접 측정된 가압력(p)으로 인하여 발생하는 지반변위(ρ)를 측정기 (data logger)를 통하여 측정하고, 측정치를 보정하여 프레스미터 곡선($p-r$ curve)으로 도시한 후, 프레스미터 곡선에서 식 (1)에 의하여 메나드계수 (E_m)를 구하였다 (Amar, 1991).

$$E_m = (1 + \nu) \times r_m \times \frac{\Delta p}{\Delta \gamma} \quad (1)$$

여기서, r_m = 계산시 시추공 반경의 평균치

E_m 는 기초의 침하, 지반의 수평반력계수, 지반의 탄성계수 등의 추정에 사용할 수 있으나, 제안된 고유의 방법에만 사용하여야 할 것이다.

4. PMT결과를 이용한 지반의 특성치 추정 방법 및 토질분류 방법

4.1 지반 변형계수의 추정 방법

$p-\epsilon_c$ 곡선에서 전단탄성계수 G 를 구할 수 있으며, 배수조건에 관계없이 일정한 값을 가진다. 그림 4에서 G 를 정의할 수 있으며, 전단탄성계수 G 는 식 (2)와 같다.

$$G = \frac{1}{2} \frac{\gamma}{\gamma_0} \left(\frac{\Delta p}{\epsilon_c} \right) \quad (2)$$

전단탄성계수 G 와 E_m 의 관계는 식 (3)과 같다 (Baguelin et al., 1979).

$$E_m = 2G(1+\nu) \quad (3)$$

여기서, ν = 포아손비 (일반적으로 0.33을 사용)

G 에서 E_m 을 계산하는 경우 초기의 접선으로 계산하기 때문에 계산된 E_m 은 프레셔미터 곡선에서 직접 구한 값보다 조금 크게 추정되었다.

지반의 탄성계수 E (Young's modulus) 값은 메나드 계수 E_m 값으로부터 Menard가 제안한 식 (4)을 이용하

여 구할 수 있다 (Menard & Rousseau, 1962).

$$E = E_m / \alpha \quad (4)$$

여기서, α = 메나드가 제안한 계수 (표 3)

4.2 강도정수의 추정 방법

c_u 는 p_f 과 G 를 이용하여 식 (5)에 의하여 시행착오법 (trial error method)으로 추정할 수 있었다 (Gibson & Anderson, 1961).

$$c_u = (p_f - \sigma_{H0}) / [1 + \log_e(G/c_u)] \quad (5)$$

다른 방법으로 그림 5와 같이 $p - \ln(\Delta v/v_0)$ 의 곡선의 접선 중에서 최대 기울기를 c_u 로 추정하였다 (Palmer, 1972). 이들 두가지 방법은 지반의 교란이 크게 영향을 미치게 되며, 실내실험에서 얻은 c_u 값보다 크게 나타난다고 알려져 있다 (Mair & Wood, 1987).

Palmer (1972)의 방법을 이용하여 c_u 를 추정할 경우 점토지반에서는 시험공의 교란이 크게 영향을 미칠 수 있었다. 그래서 Gibson & Anderson (1969)이 제안한 방법으로 추정된 c_u 값을 사용하였으며 p_v 를 구하

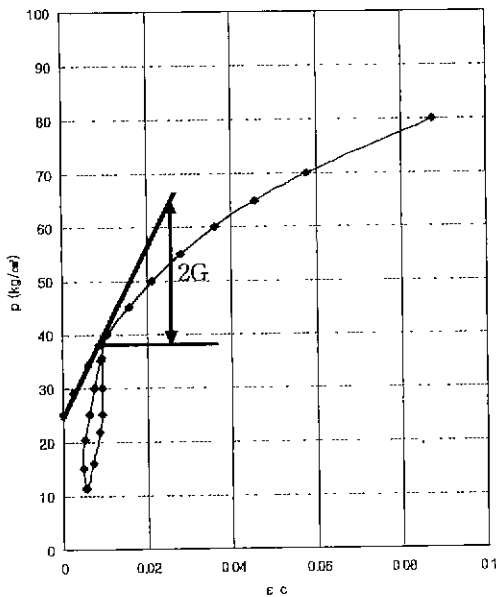


그림 4. $p-\epsilon_c$ 에 의한 G 의 결정 예 (00대교 RP2, 35.2~35.7 m)

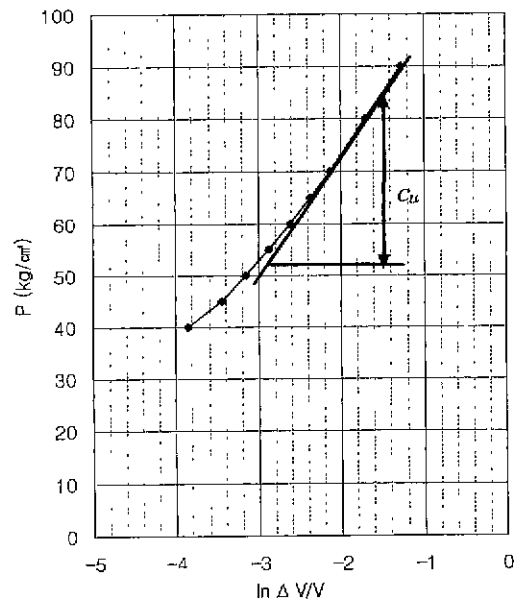


그림 5. $p-\ln(\Delta v/v_0)$ 곡선에 의한 c_u 추정 예 (00대교 TP1, 35.2~35.7 m)

표 3. 메나드의 α 계수 (Briaud, 1992)

Soil type	Peat		Clay		Silt		Sand		Sand and gravel	
	E_m/p^*	α	E_m/p^*	α	E_m/p^*	α	E_m/p^*	α	E_m/p^*	α
Overconsolidated		1	>16	1	>14	2/3	>12	1/2	>10	1/3
Normally consolidated	For all values	1	9-16	2/3	8-14	1/2	7-12	1/3	6-10	1/4
Weathered and/or remoulded		1	7-9	1/2		1/2		1/3		1/4
Rock	Extremely fractured		Other				Slightly fractured or extremely weathered			
	$\alpha=1/3$		$\alpha=1/2$				$\alpha=2/3$			

표 4. 사질토의 종류에 따른 ϕ'_{cv} (Robertson et al, 1986)

Soil type	ϕ'_{cv}
Well-graded gravel-sand-silt	40
Uniform coarse sand	37
Well-graded medium sand	37
Uniform medium sand	34
Well-graded fine sand	34
Uniform fine sand	30

유효내부마찰각 ϕ' 는 Menard가 제안한 p_t 을 이용하여 식 (6)에 의해서 추정할 수 있었다 (Clarke, 1995).

$$p_t = b \cdot 2^{(\phi' - 20)/4} \quad (6)$$

여기서, b 는 젖은 모래에서 1.8, 마른 모래에서 3.5, 그리고 평균값으로 2.5를 사용

다른 방법으로 ϕ'_{cv} (angle of shearing resistance at constant volume; 표 4)와 $\ln(p-u) - \ln \epsilon_c$ 곡선으로부터 구한 기울기 S (그림 6)의 관계에서 ϕ' 를 구할 수

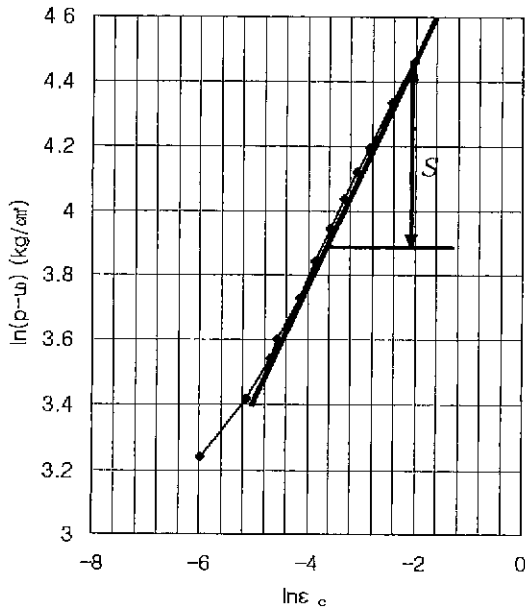


그림 6. $\ln(p-u) - \ln \epsilon_c$ 곡선으로부터 S 를 결정하는 예 (00대교 TP1, 35.2~35.7 m)

지 못하여 p_t 을 구하지 못한 시험에서는 Palmer의 방법을 사용하였다. p_y 를 구하지 못한 지반은 단단한 풍화암과 연암이었으므로 교란의 영향은 크지 않을 것으로 판단되었다.

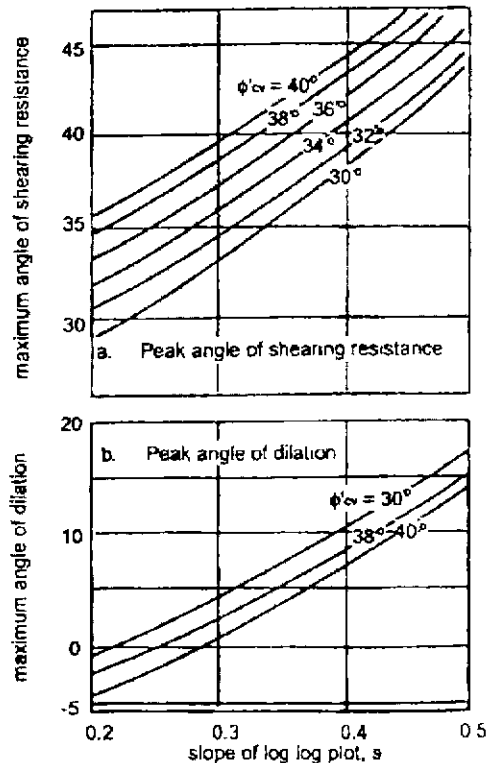


그림 7. s 와 ϕ'_{cv} 에 의한 ϕ' 의 결정 (Robertson et al., 1986)

표 5. 삼축압축시험결과와 PMT결과와의 비교

시험공	삼축압축시험			PMT					
	심도	c_u (kg/cm ²)	ϕ'	심도	c_u (kg/cm ²)		ϕ'		
					Gibson et al. (1977)	Palmer (1972)	Wither et al. (1989)	Robertson et al. (1986)	Menard
00대교 TP3	6.5~7.3	0.05	20	6.0	0.9	1.0	29	33	32
△△대교 P5-4	13.0~13.8	0.23	19	11			32	36	37.3
	25.0~26.0	0.23	25.9	26.0	3.9	4.5			
△△대교 P9-7	8.0~8.8	0.23	13.2	11.2	4.4	4.3	46	46	43.2
	22.0~22.8	0.66	22.5	26.5	?	7.41	38	42	?

표 6. 지반의 종류에 따른 순한계압력 (Baguelin, 1992)

Soil	Description	SPT Blow count	Undrained shear strength (kg/cm ²)	Net limit pressure (kPa)
Sand	Loose	0-1		0-0.50
	Medium	10-30		0.50-1.50
	Dense	30-50		1.50-2.50
	Very dense	>50		>2.50
Clay	Soft		0-0.25	0-2.00
	Firm		0.25-0.50	2.00-4.00
	Stiff		0.50-1.00	4.00-8.00
	Very stiff		1.00-2.00	8.00-16.00
	Hard		>2.00	>16.00

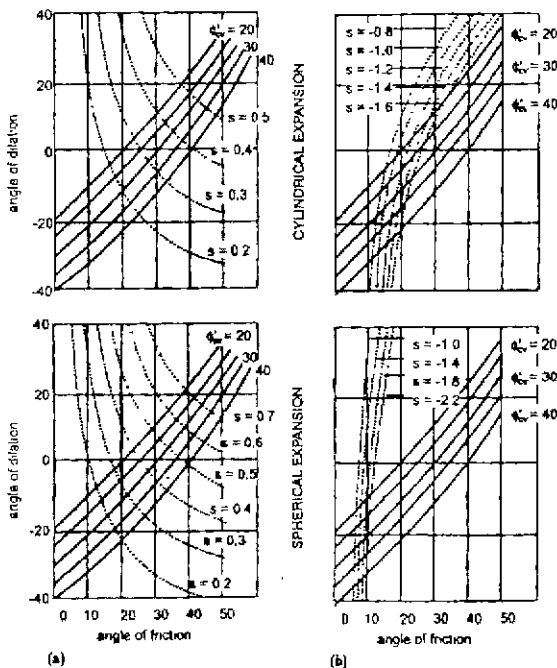


그림 8. s 와 ϕ'_{cv} 에 의한 ϕ' 의 결정 (a) loading curves; (b) unloading curves (Withers et al., 1989)

있다. 사질토의 종류에 따라 결정된 ϕ'_{cv} 와 $\ln(p - u_0)$

- $\ln \epsilon_c$ 곡선의 접선 기울기 S 와 그림 7과 그림 8에서 ϕ' 를 결정한다.

이상과 같은 방법으로 추정된 ϕ' 와 c_u 는 실내시험이나 다른 현장시험으로 측정된 값보다 크게 측정된다고 알려져있다 (Mair & Wood, 1987). 본 연구에서 박벽 샘플러 (thin wall sampler)로 시험위치에 인접한 깊이에서 비교란 시료를 채취하여 실내시험을 실시하였는데 표 5에서 볼 수 있는 바와 같이 실내시험에서 구한 값과 PMT결과에 의해 추정된 값은 다소 큰 차이를 보여주고 있었다. PMT를 실시한 모든 위치에서 비교란 시료를 채취하지 못하였고 실내시험자료의 횡수가 제한되어 있는 관계로 PMT와 실내시험에서 얻어진 값의 상관관계를 정확하게 평가하는 것은 어려웠다.

4.3 개략적인 지반분류 방법

표 6와 표 7에는 PMT 결과 (p_b, E_m)를 이용한 개략적인 토질분류방법을 제시하였다. Baguelin (1992)은 순한계압력 ($p_i^* = p_i - p_0$)만을 이용하여 사질토에서

는 N치, 그리고 점성토에서는 c_u 와의 관계를 제안하였으며, Clarke (1995)는 한계압력과 메나드계수와의 비 (E_m/p_f)를 이용한 토질분류를 개략적으로 제안하였다.

Briaud (1992)는 PMT 결과 (E_m, p_f)와 다른 토질시험결과 (S_u : 삼축압축시험의 비배수 전단강도, q_c : 콘관입저항치)와의 관계를 다음과 같이 정의하였다.

$$p_f = 7.5 S_u \quad (7)$$

$$p_f = 0.2 q_c \quad (8)$$

$$E_m = 100 S_u \quad (9)$$

$$E_m = 2.5 q_c \quad (10)$$

4.4 지반특성치들의 활용 방안에 대한 제언

PMT결과로 추정된 지반의 역학적 특성치 (c_u, ϕ')는 다른 원위치시험이나 실내시험으로 예측된 c_u, ϕ' 등과 비교하여 큰 차이가 나고, 그 정확한 원인이 밝혀지지 않았기 때문에 기존의 지지력공식이나 다른 이론에 적용하여 사용하기는 곤란한 실정이다.

그러나 외국의 경우 PMT시험에서 구해지는 p_b, p_0 그리고 E_m 등은 고유의 독특한 경험적인 설계법에 사용되고 있다. 예를 들면 PMT결과를 직접 이용한 경험적인 설계법은 프랑스에서 성공적으로 이루어져 왔으며 얕은 기초의 지지력과 침하량, 말뚝의 연직극한지지력, 수평말뚝의 거동, 앵커의 설계 등에까지 이용되고 있었다. 그리고 PMT에서 구한 지반의 탄성계수들은 각종 해석코드와 유한요소해석의 입력치로 널리 사용되고 있었다 (Gambin, 1995).

표 7. 지반의 종류와 PMT결과 (Clarke, 1995)

Ground type	Em/pl
Very loose to loose sand	4-7
Medium dense to dense sand	7-10
Peat	8-10
Soft to firm clay	8-10
Stiff to very stiff clay	10-20
Loess	12-15
Weathered Rock (depends on degree of weathering)	8-40

그러나, 국내의 경우 PMT시험결과를 실제 설계 및 해석에 적용하기 위해서는 PMT에 대한 이해와 시험과정의 표준화에 관한 연구가 진행되어야 하고, 추정된 지반특성치와 다른 시험결과와의 비교를 통한 검증작업이 필요할 것으로 판단되었다.

5. 사례연구

부산의 영선동과 서구 남부민동을 잇는 해상에 건설되고 있는 △△대교 현장과 부산의 남구 남천동과 해운대구 수영만의 00대교현장에서 PMT를 수행하였다.

본 연구에서 선정된 사례는 3개지역의 6개 시추공 (부산광역시 건설안전관리본부, 1998a, b ; (주)도화지질, 1999a, b) 이었으며, PMT를 실시한 회수는 39회였다. 이중에서 멤브레인이 파열된 시험 1회는 사용하지 않았다. 그리고 사용된 압력튜브의 용량부족으로 p_s 를 구하지 못한 시험이 7회 발생하였다. 38회중 사질토 지반에 실시된 시험은 14회이었으며, 점성토 지반에서 5회, 풍화토 지반에서 4회, 풍화암 지반에서 13회, 그리고 연암에서 2회의 PMT를 실시하였다.

5.1 PMT결과 분석 사례

00대교 지역은 퇴적층이 얇고 풍화대가 깊게 분포하였으며, 설치된 구조물의 형태는 현장타설말뚝과 소켓말뚝이었기 때문에 풍화대와 연암에 실시한 시험의 횟수가 많았다 (부산광역시 건설본부, 2000). 그리고 △△대교지역의 경우는 퇴적층이 깊이 분포하여 있는 지역으로 설치될 구조물은 항타강관말뚝으로 설계되어 있었기 때문에 시험은 주로 퇴적층에서 실시되었다 (부산광역시 건설안전관리본부, 1997). 그림 9는 00대교지역의 한 시험위치에서 수행된 PMT의 결과와 이로부터 추정된 지반의 역학적 특성치를 요약하여 나타낸 전형적인 사례이었다. 다른 2개 지역에 대한 것은 지면관계상 수록하지 않았다.

그림 9에는 PMT 결과 ($p_0, p_s, p_f, E_m, E, c_u, \phi'$)를 나타내었다. 여기서, p_0 와 p_s 은 프래셔미터 곡선으로부터 직접 판독한 값이고, p_f 은 5가지 방법으로 분석한 값중에서 방법 2에 의하여 추정된 값을 선정하였다. 또한, E_m 은 프래셔미터 곡선에서 직접 계산하였으며,

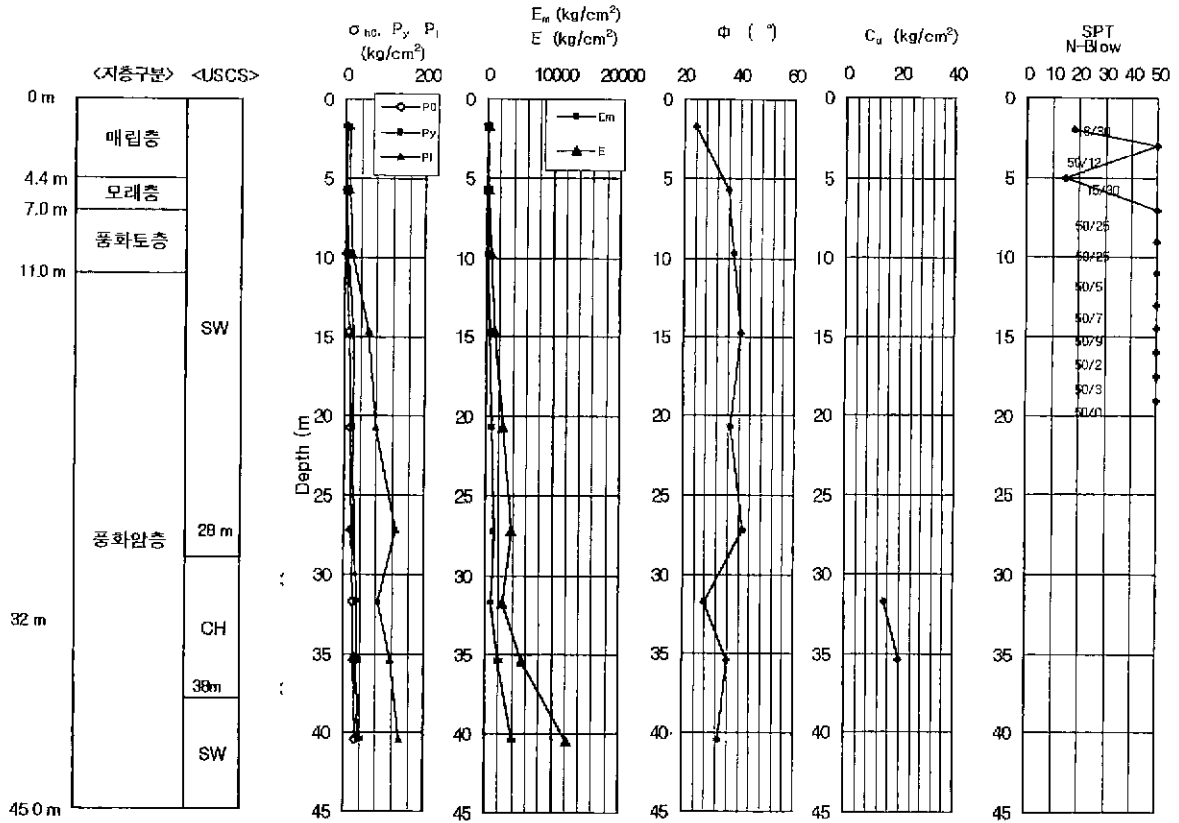


그림 9. TP1위치에서 실시된 PMT결과로 산출한 지반특성치의 요약 예

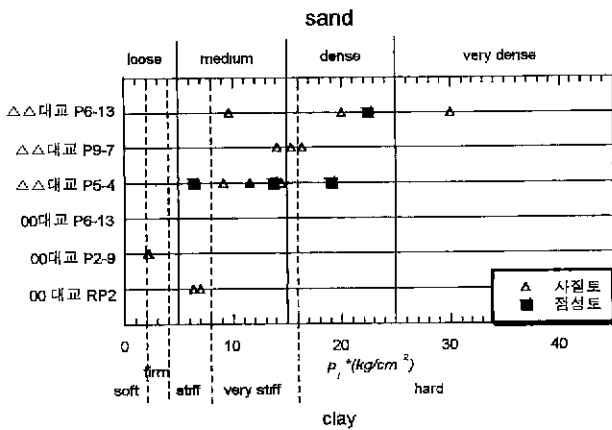


그림 10. Baguelin (1979)의 방법에 의한 지반의 분류

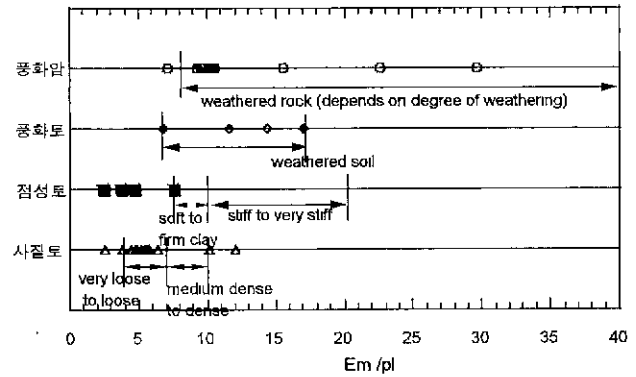


그림 11. Clarke (1995)의 방법에 의한 지반의 분류

탄성계수 E 는 Menard & Rousseau(1962)가 제안한 식 (4)에 의해 추정하였다. c_u 의 추정에는 Gibson & Anderson (1960)의 방법을 사용하였으며, ϕ' 의 추정에는 Wither & Christiano (1989)이 제안한 방법을 사용하였으나, 표 4에서 알 수 있는 바와 같이 실내 실험에 의한 값들과 큰 차이를 보이고 있었으므로 실제적으로 사용할 수 있을지에 대

하여 더 많은 연구가 진행되어야 할 것으로 판단되었다.

5.2 흙의 연경도 추정 및 지반의 종류 구분 사례

흙에 실시한 PMT에서 구한 순한계압력을 Baguelin (1979)이 제안한 토질분류 방법에 의하여 도시하여

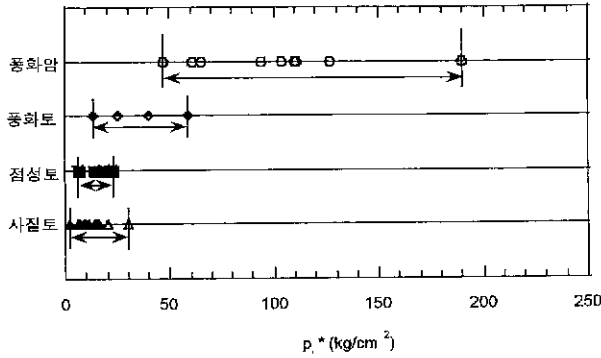


그림 12. 사례를 통해 살펴본 부산지역에서의 지반이 갖는 p_i^* 의 범위

그림 10에 나타내었다. 부산지역해저지반을 이루고 있는 토사층중 모래는 중간정도 촘촘한 (medium) 상태인 것으로 나타났으나 다소 촘촘한 (dense) 상태에 가까운 것으로 판단되었다. 점성토의 경우에는 시험 횟수가 제한되어 있어 판단하기 곤란하였으나 견고한 ~ 딱딱한 (stiff ~ hard) 상태인 것으로 나타났다.

Clark (1995)이 제안한 방법에 의하여 도시한 결과를 그림 11에 나타내었는데 모래의 경우에는 매우 느슨한 ~ 느슨한 (very loose ~ loose) 상태이었고 점토의 경우 연약한 상태에 속하였다. 상기의 두 방법으로 토질분류를 하였으나 다소 일관된 결과를 나타내지 못하였는데, PMT결과에 의한 토질분류방법이 너무 개략적인 것이어서 적용상 어려움이 많을 것으로 예측되었다.

풍화토에 대한 분류기준은 어느 방법에도 없었으므로 풍화토에서 구한 E_m/p_i 값을 그림 11에 도시하였다. 여기서, 풍화토는 풍화도에 따라 지반강도 및 특성이 크게 달라질 수 있으므로 E_m/p_i 의 분포범위도 매우 넓게 나타났다.

풍화암에 대한 분류기준은 Clarke (1995)의 방법에서 찾아볼 수 있는데, PMT 결과에서 구한 E_m/p_i 값은 그림 11에 도시하였다. 여기서, 풍화암도 풍화도에 따라 지반특성이 크게 달라지는 것을 알 수 있었다. 그러나, 본 지역에는 풍화가 많이 진척되어 있어 분류범위의 하한 경계에 근접한 값을 나타내었다. 그림 12와 13에는 부산지역 해저지반에 대한 PMT 결과 (p_i^* , E_m/p_i)를 각 지반종류별로 도시하였다. 여기서, 각 지반별로 구한 p_i^* 와 E_m/p_i 의 값을 표 8에 요약하였다. 즉, p_i^* 값은 점성토의 경우 6.4 ~ 22.5, 사질토의 경우 2.2 ~ 30.0, 풍화토의 경우 13.0 ~ 58.0, 그리고 풍화암의 경우 47.0 ~ 190.0 kg/cm^2 의 범위에 들었다. E_m/p_i 값은 점성토의 경우 2.4 ~

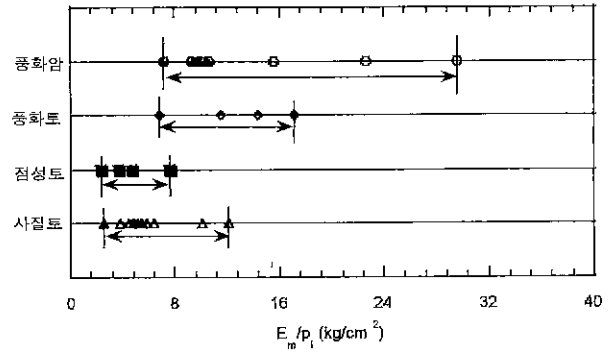


그림 13. 사례를 통해 살펴본 부산지역에서의 지반이 갖는 E_m/p_i 의 범위

7.6, 사질토의 경우 2.6 ~ 12.1, 풍화토의 경우 6.8 ~ 17.1 그리고 풍화암의 경우 7.2 ~ 29.6의 범위에 들었다.

그러나 PMT결과를 이용한 지반 종류의 추정은, CPT의 결과에 기초하여 지반의 종류를 평가하는 것과는 달리, 시료를 육안으로 확인하지 않고 정량적인 결과치만으로 평가할 수 없을 것으로 판단되었다. 먼저, 채취된 시료를 육안으로 확인하여 지반의 종류를 구분한 다음, PMT결과는 지반의 연경정도를 평가하는데 사용해야 할 것으로 판단되었다.

6. 결론 및 제언

말뚝정재하시험이 실시되었거나 실시될 지반의 역학적 특성치를 알아내기 위하여 지반조사와 병행하여 PMT를 실시하였고, PMT 시험결과를 이용하여 지반의 역학적 특성치를 추정해 보았다. 본 연구의 결론과 제언은 다음과 같다.

- (1) PMT 시험공을 만들기전의 교란되지 않은 원 지반의 정지압력 p_0 은 제안된 여러 가지 방법으로는 구하는 것은 곤란하였으나, 프레스미터 곡선에서 시험공의 정지압력을 직접 관독하여 구할 수 있었다.
- (2) 압력주머니의 팽창한계로 인하여 실험자료로부터

표 8. 사례에서 살펴본 부산지역 해저지반의 p_i^* 와 E_m/p_i 의 범위

	p_i^* (kg/cm^2)	E_m/p_i
점성토	6.4~22.5	2.4~7.6
사질토	2.2~30.0	2.6~12.1
풍화토	13.0~58.0	6.8~17.1
중화암	47.0~190.0	7.2~29.6

직접 구할 수 없었던 한계압력 p_l 은 실험자료를 이용하여 $p - \log \Delta v/v$ 방법 (Laad, 1980)에 의하여 외삽적인 방법으로 결정할 수 있었다.

- (3) PMT결과를 이용하여 지반의 강도정수 (c_u, ϕ')와 탄성계수 (E)를 구할 수 있었다. PMT결과로 구한 지반 특성치는 실내실험에서 구한 특성치보다 크게 평가되므로 다른 현장시험과 비교란 시료의 채취가 가능한 구간에서는 실내 시험도 함께 실시하면 더욱 좋은 결과를 얻을 수 있을 것이다.
- (4) PMT결과로 지반의 종류를 개략적으로 평가하는 것은 쉽지 않았다. p_l^* 과 E_m/p_l 값에 의한 토질 분류는 다소 일관된 결과를 나타내지 못하였으며, 풍화토, 풍화암 그리고 연암에 대한 지반분류는 할 수가 없었다. 그러나, 부산지역의 해저지반의 경우, p_l^* 의 값은 점성토의 경우 6.4~22.5 kg/cm², 사질토의 경우 2.2~30.0 kg/cm², 풍화토의 경우 13.0~58.0 kg/cm², 풍화암의 경우 47.0~190.0 kg/cm²의 범위에 있었다. 또한, E_m/p_l 은 점성토의 경우 2.4~7.6, 사질토의 경우 2.6~12.1, 풍화토의 경우 6.8~17.1, 풍화암의 경우 7.2~29.6의 범위에 있었다.
- (5) PMT의 결과에 가장 큰 영향을 미치는 것은 시험공의 교란이었으며, 양질의 결과를 얻기 위해서는 숙련된 작업자와 현장 감독이 필요하였다.
- (6) 국내에서 PMT의 활용도를 제고하기 위하여 시험공의 형성, 시험과정의 표준화, 결과의 분석방법 그리고 다른 시험의 결과와의 비교 등에 관한 연구가 많이 진행되어야 할 것이다.

참고 문헌

1. 부산광역시 건설본부 (2000), "광안대로 건설공사 말뚝경계하시험 종합보고서 (육상부)," 2000 1.
2. 부산광역시 건설안전관리본부 (1997a), "제2부산대교 건설공사 시설계 종합 보고서," 1997. 6.
3. 부산광역시 건설안전관리본부 (1998b), "부산남향대교 건설공사(1공구) 해상시공 BORING 지반조사보고서," 1998. 5.
4. 부산광역시 건설안전관리본부 (1998), "부산남향대교 건설공사(2공구) 해상시공 BORING 지반조사보고서," 1998. 5.
5. (주)도화지질 (1999a), "광안대로 5공구 공내제하시험 성과보고서," 1999. 6.

6. (주)도화지질 (1999b), "광안대로 1공구 공내제하시험 성과보고서," 1999. 9.
7. 최용규, 경창규, 정성기, 남문석, 김동철, 전완기 (1998), "멘토나이트 안정액을 이용한 PMT 수행사례," '98 가을학술발표회 논문집, pp. 97~104.
8. Amar, S., Clarke, B. G., Gambin, M. and Orr, T. L. L. (1991), "The application of pressuremeter test result to foundation design in Europe," Report to the ISSMFE
9. Anderson, W.F. and Pyrah, I. C. (1986), "Undrained strength and deformation parameters from pressuremeter test result," Proc 2nd Int. Symp. Pressuremeter Marine Appl., Texam, ASTM STP 950, pp 149~152.
10. ASTM D 4719-87 (1994), "Standard test method for pressuremeter testing in soil,"
11. Baguelin, F., Jezeguel, J. H and Shields, D. H (1979), "The pressuremeter and foundation engineering," Trans Tech Publication.
12. Briaud, J. L. (1992), "The pressuremeter," Balkema, Rotterdam, pp. 1~68.
13. Clark, B. G. (1995), "Pressuremeters in geotechnical design," Blackie Academic & Profesional, pp. 161~236
15. Gambin, M. (1995), "Reasons for the success of menard pressuremeter," 4th International symposium on pressuremeters, Canada, pp 1~16.
14. Gibson, R. E. And Anderson, W. F. (1961), "In-site measurement of soil properties with the pressuremeter," Public Wks. REV., 56. pp. 615~618.
15. Ladd, C. C. (1980), "Evaluation of self-boring pressuremeter tests in Boston Blue Clay," US Dept. of Transp., Fed. Highway Admin., Washinton (DC), Report FHWA/RD 80/052.
16. Oyo Corporation (1991), "Model-4081, Elastometer-2 indicator operation manual," Oyo corporation instrument Division.
17. Mair, R. J. and Wood, D. M (1987), "Pressuremeter testing method and interpretation," CIRIA, p.p. 1~156.
18. Menard, L. and Rousseau, J (1962), "L'évaluation des tassements, tendances nouvelles," Soil-Soils No. 1.
19. Palmer, A. C.. (1972), "Undrained plane-strain expansion of a cylindrical cavity in clay, a simple interaction of the pressuremeter test," Geotechnique, Sept, 22(2), PP. 29~32
20. Robertson, P. K., and Hughes, J.M.O. (1986), "Determination of properties of sand from pressuremeter test," ASTM STP 950, PP. 283~302.
21. Withers, N. J. and Christiano, P. P. (1989), "Performance and analysis of cone pressuremeter tests in sands," Geotechnique 39(3), PP. 433~454
22. Walker, L. K. and Jewell, R.L. (1979), "The selection of design parameter in weathered rock," Proc. 7th Eur. Conf. SMFE, Brighton, Vol.2, pp. 287~294.

(접수일자 2000. 2. 14)