

강좌

지반 조사와 결과의 이용 (III)

최용규^{*1}, 이장덕^{*2}, 이승래^{*3}

III. dilatometer(Dilatometer) 및 공 내재하시험의 소개 및 시험결과 이용

1. Flat Dilatometer(DMT)의 개요 및 응용

Flat Dilatometer Test(이하, DMT)는 1975년 Marchetti에 의해 처음 고안되어 지반 특성을 조사하기 위한 간편하고 신뢰성 있는 현장시험방법으로 이용되어 왔다. DMT는 그림 1과 같은 장비들을 이용하고, blade의 관입은 CPT시험 등의 다른 현장시험시 이용되는 관입 장비를 이용할 수 있다. Blade는 한 쪽 면에 지름 60mm인 steel membrane이 부착되어 있어 외부로부터 압축공기를 주입하여 압력을 가하면 membrane이 팽창되고 이로 인하여 지반 내에 변형을 유발하게 된다.

이러한 방법으로 그림 2와 같이 연속적인 4단계에 의해 A, B 및 C값을 측정한다. 여기서 A값은 관입시 지반의 수평응력 작용으로 인하여 멤브레인(membrane)이 안으로 수축된 상태에서, 외부로부터 압축공기가 주입되면 다시 flat한 상태로 회복될 때의 압력을 나타내며, B값은 멤브레인(membrane)의 중심부가 외부 압축공기의 주입으로 인하여 주변 지반을 1.1mm 변형시켰을 때의 압력을 나타낸다. 그리고 C값은 멤브레인(membrane)이 다시 평형상태, 즉 압축 공기를

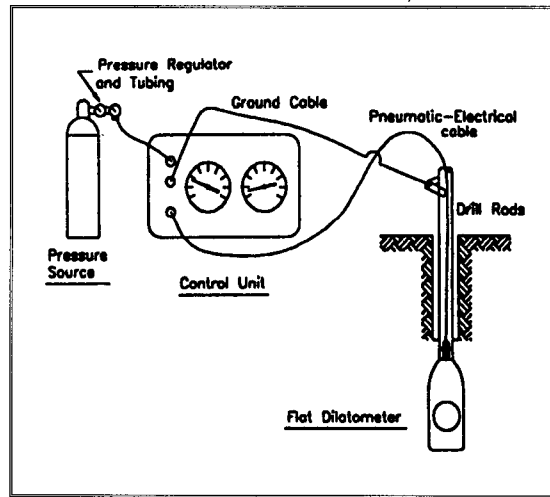


그림 1. Flat DMT 실험 장치

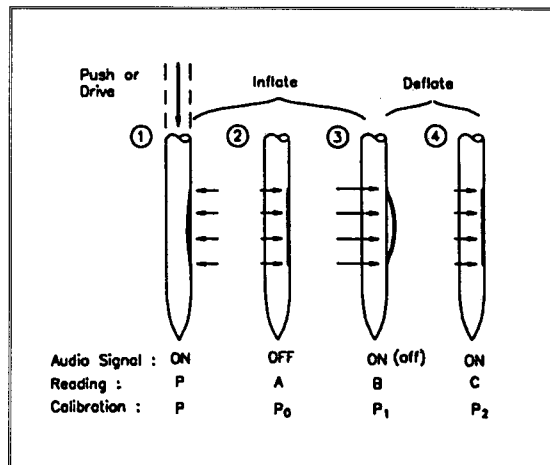


그림 2. A, B 및 C값의 측정

*1 정희원, 한국과학기술연구원 토목공학과, 부교수

*2 정희원, B&G 건설엔지니어링, 기술연구소, 소장

*3 정희원, 경성대학교 공과대학 토목환경공학과, 부교수

제거하여 멤브레인(membrane)이 flat한 상태로 회복되었을 때의 압력이다. 이와 같이 측정된 A, B 및 C값들은 다음과 같은 보정식을 이용하여 주요 지수값들 산정시 이용 가능한 P_0 , P_1 및 P_2 를 얻을 수 있다.

$$P_0 = 1.05(A + \Delta A) - 0.05(B - \Delta B) \quad (1)$$

$$P_1 = B - \Delta B \quad (2)$$

$$P_2 = C + \Delta A \quad (3)$$

여기서 ΔA : 대기중에서의 멤브레인(membrane) 강도에 대한 A값의 보정

ΔB : 대기중에서의 멤브레인(membrane) 강도에 대한 B값의 보정

이 압력값들을 이용하여 DMT에 의해 구해지는 주요 지수(index)값들은 다음과 같다.

$$\text{Material index : } I_D = \frac{P_1 - P_0}{P_0 - u_0} \quad (4)$$

$$\text{Horizontal stress index : } K_D = \frac{P_0 - u_0}{\sigma'_v} \quad (5)$$

$$\text{Dilatometer modulus : } E_D = 34.7(P_1 - P_0) \quad (6)$$

$$\text{Pore pressure index : } U_D = \frac{P_2 - u_0}{P_0 - u_0} = \frac{P_2 - u_0}{\sigma'_v} \quad (7)$$

여기서, u_0 : dilatometer 관입전 지반 내의 간극수압
 σ'_v : dilatometer 관입전 유효상재하중

이와 같이 구해지는 I_D , K_D , E_D 및 U_D 값들은 직접 측정된 압력값들과 함께 지반의 공학적 물성치를 추정하기 위해 이용된다. 이러한 현장 결과들로부터 지난 20여년간 많은 연구자들에 의해 여러 상관 관계들이 제안되어 왔다. 특히 Marchetti(1980)는 주로 이태리 지반에서 얻어진 결과들을 이용하여 흙의 종류, 과압밀비, 정지토압계수, 비배수 전단강도, 구속 변형계수(constrained modulus), Young 계수 등

에 대한 상관관계들을 제안하였다. 그리고 앞서 기술된 물성치 외에도 이들 상관관계들을 이용하여 총단위중량, 선행압밀하중, 마찰각, 미소변형 전단계수(G_{max}), 수평토압계수, 상대밀도 등의 물성치를 추정할 수 있는 방법들이 제안되어 왔다. 또한 이들 상관관계들이 제안된 이래로 여러 물성치들에 대한 많은 상관관계식들이 제안되어 오고 있다.

그러나 DMT 실험에 의해 얻어지는 자료는 여러 가지 요소들에 의해 영향을 받는다. 즉 지역적 지반 상태(균열, aging, 유기물함량, 예민성 등) 뿐만 아니라 현장실험시 조건에 의해 얻어지는 결과가 영향을 받는다. 따라서 기존에 제안된 상관관계들은 그 지역의 지역적 지반특성만을 반영한 결과이므로 이들을 이용하고자 할 때에는 대상 지반특성 등을 고려하여 반드시 그 적용성을 검토할 필요가 있다. 그리고 상관관계식 제안시에는 지반 물성치에 대한 절대기준값이 요구되지만 이러한 절대기준값을 얻기가 매우 어려운 경우도 있으며, 이와 같은 경우에는 다른 시험결과 등에 의한 추정치를 이용하여 상관관계들이 이루어질 수 밖에 없으므로 이와 같이 얻어진 상관관계식의 신뢰성에 영향을 줄 수 있다.

2. 지반의 종류 및 단위중량

Marchetti(1980)는 처음에는 단순히 material index I_D 값만을 사용하여 지반의 종류를 구분하는 방법을 제안하였으나, 지반의 종류뿐만 아니라 총단위중량을 계산하기 위하여 I_D 값과 dilatometer modulus E_D 값을 이용하는 그림 3과 같은 상관관계도를 제안하였다. 그림 3에 의하면 모래지반에 가까울수록 I_D 값이 큰 것으로 나타나 있으며 이는 식(4)에 나타난 바와 같이 점토지반보다 모래지반에 가까울수록 주변지반을 팽창시키기 위한 압력이 더 크게 요구되기 때문인 것으로 생각된다. 따라서 일반적으로 I_D 값은 지반의 지배적인 입자크기(prevaling grain size)와 관련이 있다고 할 수 있으므로 지반의 투수계수와 주로 관련이 있고 과압밀비(OCR)에는

다소 무관한 것으로 알려져 있다.

그러나 Campanella et al.,(1985)에 의하면 지반의 종류에 관계된 I_D 의 관계식은 DMT를 관입할 때 발생하는 과잉간극수압과 이의 소산에 영향을 미치는 지반의 투수계수뿐만 아니라 지반의 압축성에도 영향을 받는다고 하였다. 그러므로 지반을 분류하고자 할 때(특히 점토나 실트인 경우), I_D 값 뿐만 아니라 U_D 값을 함께 사용하는 것이 좋다고 제안하였다. 그림 4는 I_D 및 U_D 값으로부터 추정되는 지반의

분류에 대한 상관관계도를 나타내고 있다. 일반적으로 높은 U_D 값을 나타내는 지반은 예민한(sensitive) 압축성이 비교적 큰 점토지반이고, 낮은 U_D 값을 나타내는 지반은 다소 덜 예민한 비압축성 지반이며, 음의 U_D 값을 나타내는 지반은 잘 다져진(well compacted) 과압밀비가 큰 팽창성 구조(dilatative structure)를 가진 지반으로 간주할 수 있다.

그림 3~4에는 국내 지반인 오산, 일도 및 소재지역에 적용한 사례를 실내실험에 의해 얻어진 결과와

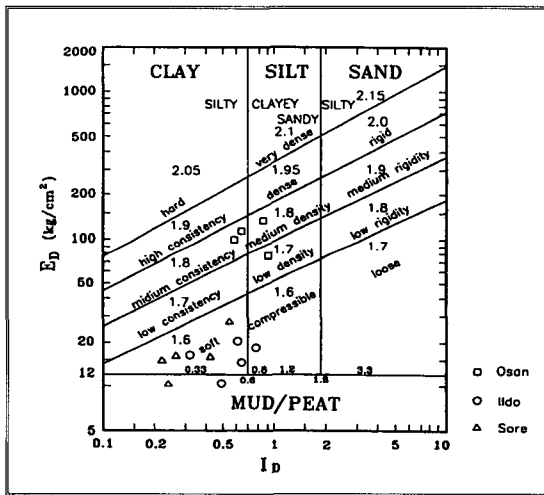


그림 3. I_D 및 E_p 값에 기준한 흙의 분류와 단위중량의 산정

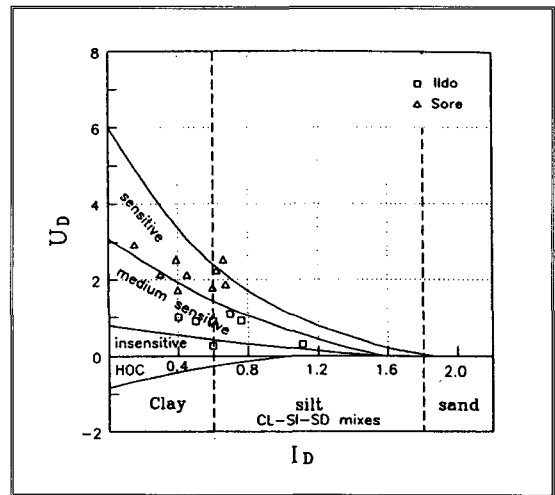


그림 4. I_D 및 U_D 값을 기준한 흙의 분류

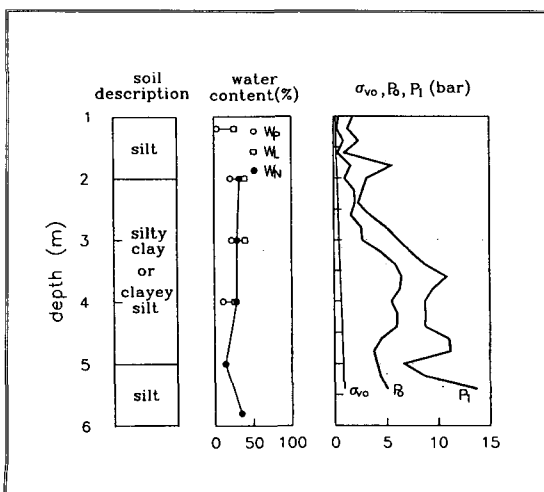


그림 5. 오산지역 점토지반에서의 DMT 결과

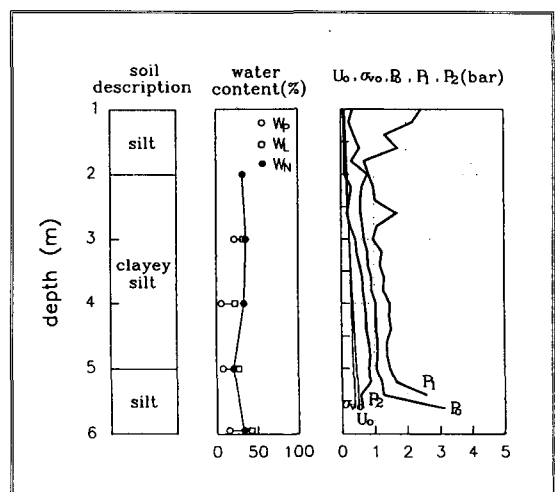


그림 6. 일도지역 점토지반에서의 DMT 결과

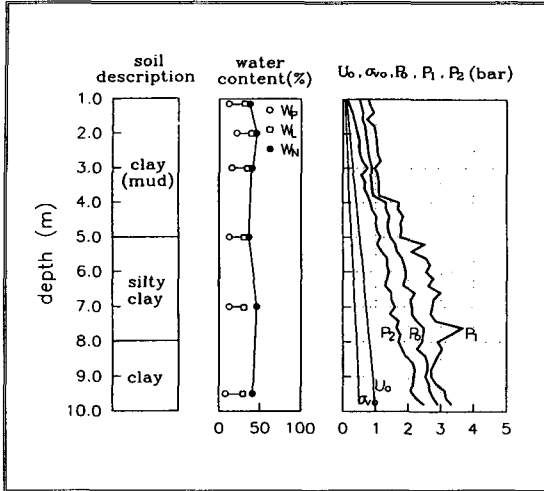


그림 7. 소래지역 점토지반에서의 DMT 결과

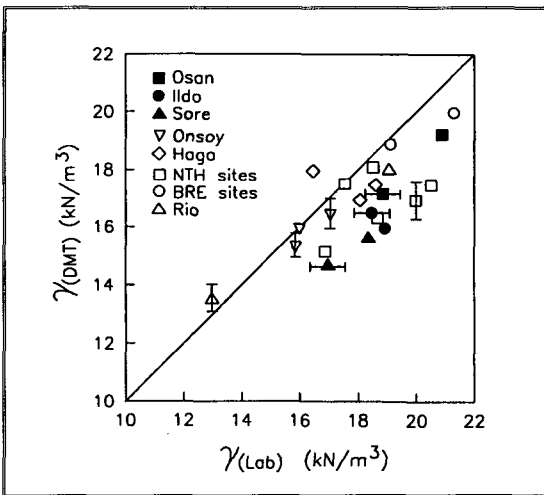


그림 8. DMT와 실내실험으로부터 구한 단위중량의 비교

CPT 결과로부터 추정된 결과와 비교하여 볼 때 비교적 잘 일치하는 결과를 얻었다. 그림 5~7은 국내 몇몇 지반에서 수행된 DMT 결과를 나타내고 있으며 그림 8은 DMT로부터 산정된 단위중량과 실내실험의 결과를 비교한 것으로 국내 점토지반에서는 다소 과소 평가하는 경향이 있다.

3. 정지토압계수(K_0)

현장상태의 유효연직응력은 지반의 단위중량과 지하수위의 위치를 알 수 있다면 비교적 쉽게 예측할 수 있으나, 수평응력은 지반의 응력이력(stress history)에 크게 의존하기 때문에 정확한 산정이 거의 불가능하다고 할 수 있다. 현장시험을 통한 직접적인 수평응력의 산정은 측정 기구의 관입으로 인해 초기의 응력상태가 교란되기 때문에 여러 불확실성을 많이 포함하게 된다. 따라서 직접적인 산정은 거의 불가능하며 경험을 통한 간접적인 예측방법이 제안되어 오고 있다.

입자들이 서로 결합되지 않은 지반(uncemented soil)에 대하여 Marchetti(1980)는 K_D 값으로부터 정지토압계수 K_0 를 구하기 위한 다음의 경험식을 제안하였다.

$$K_0 = \left[\frac{K_D}{1.5} \right]^{0.47} - 0.6 \quad (8)$$

그러나 이와 같은 K_0 와 K_D 의 관계식은 주로 점토 지반에 대한 실험자료에 의존하였기 때문에 모래지반에서는 잘 적용되지 않는다.

이를 위해 Schmertmann(1982)은 DMT의 관입 저항치 P 와 P_0 를 이용하여 모래지반에서의 마찰각 ϕ_{ps}' 을 추정하는 방법을 제안하였다. 즉 배수조건에서의 평면변형 상태의 마찰각 ϕ_{ps}' 를 Durgunoglu와 Mitchell(1975)이 제안한 지지력 공식을 사용하여 DMT 관입저항치로부터 역산(back calculation)함으로써 구하였다. 그리고 이로부터 Jaky(1948)의 공식, $K_0 = 1 - \sin \phi'$ 을 이용하여 K_0 와 K_D 의 관계식을 다음과 같이 수정 제안하였다.

$$K_0 = \frac{40 + 23K_D - 86K_D(1 - \sin \phi') + 152(1 - \sin \phi') - 717(1 - \sin \phi')^2}{192 - 717(1 - \sin \phi')} \quad (9)$$

여기서 ϕ' 는 축대칭(axisymmetric) 상태의 시료에 대한 마찰각이다. 그러나 DMT에 의해 결정되는 값은 평면변형(plane strain)상태의 마찰각 ϕ_{ps}' 과 더 가까이 관련되어 있으므로 식 (10)과 같은 수정이 필요하다.

$$\phi_{ps}' < 32 \text{ 일 때 } \phi' = \phi_{ps}' \quad (10a)$$

$$\phi_{ps}' > 32 \text{ 일 때 } \phi' = \phi_{ps}' - \frac{\phi_{ps}' - 32}{3} \quad (10b)$$

반면 Marchetti(1985)는 DMT의 관입저항치 대신 CPT를 병행했을 때의 관입저항치(q_c)를 이용하여 배수상태의 마찰각을 추정하는 방법을 제안하였다. 그리고 이로부터 다음의 K_0 상관 관계식을 제안하였다.

$$K_0 = 0.376 + 0.09K_D - \frac{0.0046q_c}{\sigma_v'} \quad (11)$$

그리고 Lacasse와 Lunne(1988)는 K_D 가 4보다 작은 점토지반에 대하여 다음과 같은 수정식을 제안하였다.

$$K_0 = 0.34 K_D^m \quad (12)$$

여기서 높은 소성을 갖는 점토(highly plastic clay)에 대해서는 $m=0.44$, 낮은 소성을 갖는 점토(low plastic clay)에 대해서는 $m=0.64$ 를 제안하였다.

Kulhawy와 Mayne(1990)는 다양한 점토에 대하여 보다 일반화된 다음의 관계식을 제안하였다.

$$K_0 = (K_D/\beta_k)^{0.47} - 0.6 \quad (13)$$

여기서 경험적인 상수 β_k 는 지반 종류와 지질학적 조건에 따라 변한다. 그들은 빙하에 의한 점토(glacial till), 비교란된 예민한 점토(sensitive clay), 비교란된 예민하지 않은 점토 (insensitive clay) 및 균열 점토(fissured clay)에 대하여 각각 3, 2, 1.5 및

0.9 값을 제안하였다. 그러나 이들 이외에도 지반의 상대밀도, 입자형태 및 상재하중의 영향 등이 K_0 값에 영향을 미치기 때문에 K_0 값을 예측하고자 할 때에는 이와 같은 요소들 또한 고려되어야 한다. 그리고 앞서 기술된 관계식들에서는 K_0 값의 기준값(reference value)을 정확히 알지 못한 상태에서 구해진 관계식이기 때문에 오차를 포함할 수 있다. 따라서 제안된 관계식을 현장지반에 적용하고자 할 때에는 다른 현장시험 및 실내 실험 결과들을 통한 검증이 이루어졌을 때 좋은 결과를 얻을 수 있다.

4. 과압밀비(OCR)

지반의 응력이력(stress history)은 주로 과압밀비(OCR)로 나타내며 과압밀비는 응력-변형특성(stress-deformation characteristics) 및 압축특성(compressibility characteristics)과 지반의 강도(strength)에 영향을 미치는 중요한 요소이다. 일반적으로 OCR값은 교란되지 않은 시료를 채취한 후 oedometer 실험에서 얻어진 자료로부터 선행압밀하중을 구하여 산정하나, 이와 같이 결정되는 선행압밀하중은 시료채취시 필연적인 시료교란에 비교적 민감하다.

Marchetti(1980)는 oedometer 실험으로부터 구한 OCR값과 K_D 값을 서로 비교함으로써 OCR값을 추정하는 식을 다음 식(14)와 같이 제안하였다.

$$OCR = (0.5 K_D)^{1.5} \quad (14)$$

이 관계식은 $I_D < 1.2$ 이고 입자간 서로 결합이 없는 점토지반에서만 사용가능하기 때문에, 일반적으로 적용하기에는 곤란하다. 그리고 이 관계식은 응력이력이 수평토압계수와 관련되어 있다는 개념 아래 제안된 식이므로 과압밀비의 정의와는 다른 응력이력에 의한 수평토압계수 변화를 내포하는 지반인 경우에는 그 적용성이 적어진다.

또한 Schmertmann(1983)은 모래지반의 경우

Mayne와 Kulhawy(1982)가 제안한 공식을 이용하여 $I_D > 1.2$ 인 모래지반에 대하여 다음의 식(15)를 제안하였다.

$$OCR = \left[\frac{K_0}{1 - \sin \phi'} \right]^{(1/0.8 \sin \phi')} \quad (15)$$

그리고 Lacasse와 Lunne(1983)은 OCR값이 1.25보다 크고 I_D 가 1.2보다 작은 점토지반에 대하여 다음과 같은 수정 제안식을 추천하였다.

$$OCR = 0.225 K_D^m \quad (16)$$

여기서, m 값은 1.35에서 1.65 사이의 범위에 있으며, 소성점토인 경우에는 낮은 m 값을 사용하고 소성이 낮은 점토인 경우 높은 m 값을 사용하도록 제안하였다.

5. 비배수 전단강도

Marchetti(1980)는 주로 이태리 점토지반에서 수행된 DMT 결과를 이용하여 비배수 전단강도를 추정하는 상관관계식을 제안하였다. 그는 비배수 전단강도 s_u 값을 산정하는 경험적인 방법을 다음 식(17)과 같이 제안하였다.

$$(s_u/\sigma_v')_{OC} = (s_u/\sigma_v')_{NC} OCR^{0.5} \quad (17)$$

여기서, $(s_u/\sigma_v')_{NC}$ 값은 0.22값을 사용하였고 Marchetti가 제안한 식(14)를 이용하면 비배수 전단강도를 구하는 상관관계식은 다음과 같다.

$$s_u = 0.22 \sigma_v' (0.5 K_D)^{1.25} \quad (18)$$

Lacasse와 Lunne(1983) 및 Fabius 등(1984)에 의하면 연약한 포화점토(OCR<2)에서 비배수 전단강도의 예측은 입자간 결합이 없는 경우 보정되지 않은 현장 배인 실험의 결과와 잘 일치하나, 단단한

(stiff) 과압밀 상태의 점토지반에서는 식(18)의 관계식이 잘 맞지 않는다고 보고하였다. 그 이유는 DMT의 관입은 공동확장(cavity expansion)을 유발하여 연약한 포화점토에서는 P_0 가 거의 과잉간극수압과 일치하나, 단단한(stiff) 과압밀 상태의 점토지반에서는 실험을 수행하는 동안에 상당량의 과잉간극수압이 소산되므로 P_0 와 실제의 과잉간극수압이

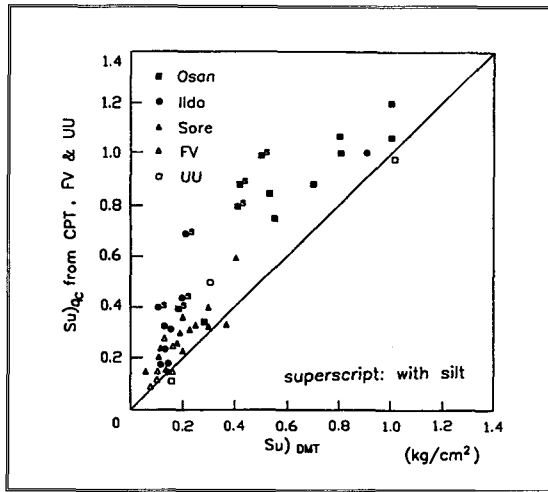


그림 9. DMT, CPT q_c , 현장 배인 실험 및 UU실험 결과로부터 구한 비배수 전단강도의 비교

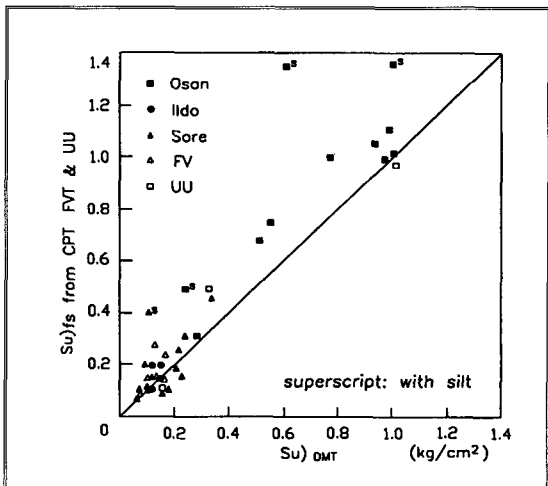


그림 10. DMT, CPT f_s , 현장 배인 실험 및 UU실험 결과로부터 구한 비배수 전단강도의 비교

일치하지 않기 때문이다.

그림 9와 그림 10은 국내 점토지반에서 DMT로부터 추정된 비배수 전단강도와 CPT, 현장 베인 실험 및 UU 실험 결과들로부터 구한 비배수 전단강도를 비교하였다. 순수한 점토 지반에서는 flat DMT로부터 산정한 결과와 다른 실험의 결과가 비교적 잘 일치하는 경향을 보이나, 실트 성분이 많이 포함된 지반에서는 CPT의 결과가 다른 실험결과값에 비해 2배에서 4배까지 크게 산정되는 것을 볼 수 있다.

6. 수평 압밀계수(c_h)

CPT나 DMT 등의 현장 시험장비를 지반에 관입할 경우 주변 지반에서는 과잉간극수압이 유발되고, 이는 시간이 경과함에 따라 주로 수평 방향으로 소산된다고 연구되어 왔다. 특히 DMT를 이용하여 수평 압밀계수를 산정하는 방법은 Robertson 등(1988) 및 Campanella 등(1985)이 연구 발전시켜 온 DMT-C 방법과 Marchetti와 Totani(1989)가 연구한 DMT-A 방법이 있다. DMT-C 방법은 C값을 보정한 P_2 값이 DMT 멤브레인(membrane)에 접하고 있는 간극 수압과 같다는 가정을 기본으로 하여, 원하는 깊이에서 관입을 멈추고 일정 시간 간격으로 C값을 측정하고, 이를 보정한 P_2 값과 시간을 이용하여 소산 곡선을 도시하여 이로부터 수평압밀 계수를 산정한다. 많은 연구에 의하면 이 방법은 연약한 정규압밀 점토나 약간 과압밀된 점토에만 적용 가능하다. 이 방법에 의해 수평 압밀 계수를 산정하기 위한 과정은 다음과 같다.

- ① 실험을 통하여 얻어진 P_2 값을 이용하여 시간 - P_2 관계를 도시
- ② 50% 소산에 걸린 시간 t_{50} 을 산정
- ③ 다음 식(19)를 이용하여 c_h 값을 산정

$$c_h = \frac{R^2 T_{50}}{t_{50}} \quad (19)$$

여기서, R : 등가반경(20.57mm)

T_{50} : 50% 소산시 시간계수

DMT-A 방법은 DMT-C 방법과 동일하게 주어진 깊이에서 관입을 멈추고 일정 시간 간격으로 A값을 획득하여 아래와 같은 과정을 통하여 수평압밀계수를 산정한다.

- ① A 값 - 시간 관계를 도시
- ② 소산 곡선으로부터 변곡점에서의 시간 t_{flex} 을 구함
- ③ 다음의 식을 사용하여 평균 수평압밀계수를 산정(Marchetti, 1997)

$$c_h \approx \frac{7cm^2}{t_{flex}} \quad (20)$$

특히 DMT를 이용하여 수평압밀계수를 추정하는 방법은 다음과 같은 장점이 있다.

- ① DMT 멤브레인(membrane)의 특성상 필터의 손상, 불포화, 막힘 등의 문제가 발생하지 않는다.
- ② 다른 시험에 비해 경제적이며, 사용법이 간단하여 현장에서 다루기가 쉽다.

그러나 위의 방법들은 지역적 특성을 갖는 한정된 지반에 대하여 얻어진 실험 결과를 바탕으로 제안된 방법이므로 국내지반에 적용하기 위해서는 검증 및 적용성 검토가 요구된다.

7. Pressuremeter(PMT)의 개요 및 응용

Menard가 1955년 최초로 pressuremeter 용어를 사용한 이래 40여년 동안 pressuremeter 장비(PMT)와 이론은 많은 발전을 이루어 오고 있다. 1991년 ISSMFE에서 PMT를 "팽창성과 유연성이 있는 고무막으로 지반의 bore hole 벽면에 균등한 압력을 가할 수 있는 장비"라고 정의하고 있다. 그림

11은 일반적인 PMT 장비를 보인 것이다. 이러한 개념의 PMT는 오늘날 세계적으로 4종류의 PMT가 사용되고 있는데 첫째는 PMT의 probe가 3개의 cell로 구성되어 있어 중간 Cell(measuring cell)은 물로서 팽창되며 양쪽 Cell은(guard cell)은 질소가스로 팽창되면서 중간 cell이 균등하게 부풀어 오르게 하는 역할을 하는 Menard type의 PMT가 있다. 2번째 PMT로는 하나의 cell로 구성되어 있으며 단효과(end effect)를 무시할 정도로 길이가 긴 probe에 질소가스를 이용하여 probe를 부풀게하고 체적 팽창은 물의 체적으로 측정하는 것으로 OYO의 LLT(lateral load tester)가 대표적이다. 세번째로 probe가 하나의 cell로 구성되어 있고 피스톤으로 probe 안으로 물을 가압하여 probe를 팽창시키는 방법으로 Rocctest의 PMT가 있으며 마지막으로 probe가 하나의 cell로 구성되어 있으며 피스톤으로 물을 안쪽으로 가압하여 probe를 팽창시키며 probe 안쪽에 설치된 LVDT로 bore hole 주변지반의 변위를 측정하는 방법으로 OYO elastometer

100, 200이 이 범주에 속하는 PMT이다. 이러한 PMT의 한계는 미리 형성해 놓은 bore hole 공벽의 지반 교란이 PMT 시험결과에 가장 큰 영향을 미치는 것으로 이러한 bore hole 공벽의 교란을 최소화하기 위하여 Self boring PMT가 1960년대 후반에 개발되어 사용되고 있으며 해성 점토지반에서는 PIP(Pushed-in Pressuremeter)사용으로 지반교란을 최소화하는 등 신뢰성 있는 실험 결과를 얻기 위한 PMT 개발이 추진되고 있는 실정이다. 또한 최근에 들어서는 CPT에 PMT를 접합한 Cone pressuremeter가 사용되고 있는데, CPT와 PMT를 동시에 수행 할 수 있을 뿐 아니라 CPT의 직경보다 PMT 직경이 커 지반교란을 최소화하면서 신뢰성 있는 실험 수행할 수 있는 장점이 있다. 국내에서는 연약지반에 OYO, LLT, 토사지반에서나 풍화암 OYO Elastometer 100, 200이 적용되고 있으며 경암에서는 Goodman Jack이 사용되어 오고 있으나 최근에는 menard type PMT(100 bar) 및 Cone pressuremeter도 국내현장에 적용되고 있는 실정이다.

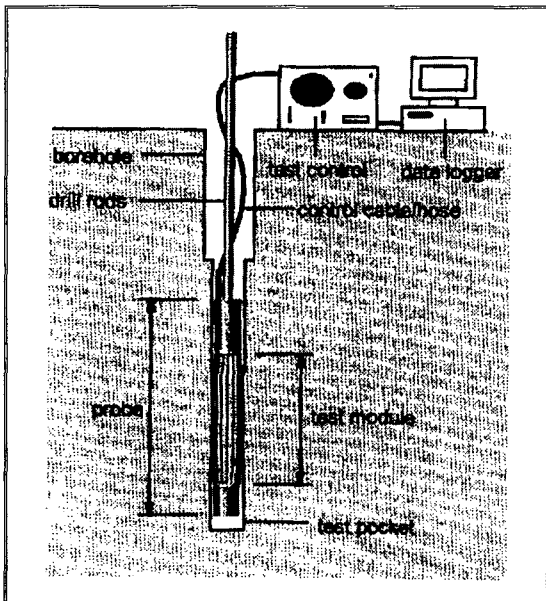


그림 11. 일반적인 PMT의 개요도

8. PMT 시험결과와 분석

PMT는 말뚝의 재하나 평판재하 시험과 같은 일종의 정적재하 시험방법으로 지반의 두가지 물성 즉,

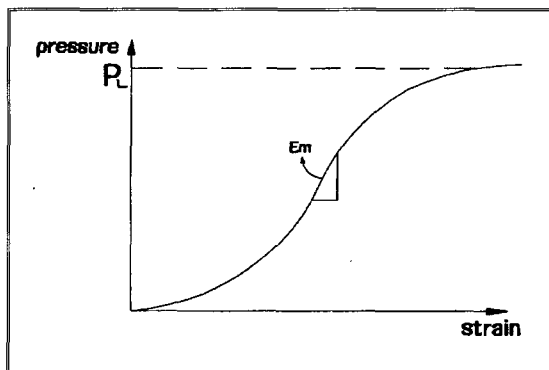


그림 12. Pressure와 멤브레인의 변형관계

변형과 파괴에 대한 기본 물성을 얻을 수 있으며 실험결과는 그림 12와 같이 Pressure 변형으로 나타낸다.

이러한 pressure-strain관계로 구할 수 있는 두 가지 지반 물성은 E_m (pressuremeter modulus)와 파괴시 P_L (limit pressure)이다. E_m 값은 얕은기초의 침하계산등에 이용 할 수 있으며 P_L 값은 기초의 지지력, 크리프계수, 초기지중응력 등에 응용할 수 있다. PMT는 응력제어(stress-controlled)시험장비로서 변형제어(strain controlled)인 다른 현장시험 장비와는 다르며 또한 경계조건이 명확할 뿐 아니라 경험적인 지반물성치를 얻는 기존의 현장시험 장비와는 차이가 있다. PMT의 이론적 배경은 일정한 압력을 가하면 길이가 유한한 원통이 팽창하는 현상을 표현하는 구형 공동팽창이론(cylindrical cavity expansion theory)이며, 이때 지반의 거동은 탄성 또는 탄소성 거동을 하는 것으로 가정하여 그 실험결과를 이용하여 지반의 물성치를 얻을 수 있는 장점이 있다. 토사지반의 경우는 PMT 시험결과에 가장 심각한 영향을 미치는 것은 지반교란이므로 신뢰성 있는 시험결과를 얻기 위해서는 지반교란을 최소화 할 수 있도록 PMT를 설치하여야 하며, 지반교란의 정도에 따라 계수 E_m 값은 크게 변하는 반면 P_L 값은 거의 일정한 값을 보인다. 이러한 문제를 해결하기 위하여 프랑스의 LCPC(1971)에서는 PMT의 실험과정을 표준화하였으며 PMT 시험결과를 설계시 적용하기 위하여 적절한 경험적인 보정을 하기로 하였다. 하지만 풍화암, 연암, 단단한 사질토 지반에서는 PMT 시험시 지반교란이 비교적 크지 않기 때문에 실험을 반복하더라도 비슷한 시험 결과를 얻을 수 있다. 하지만 포화된 연약한 지반에서는 지반교란이 문제가 되어 실험결과에 심각한 영향을 미칠 수 있다.

9. PMT 결과를 이용한 지반정수 결정

PMT 시험을 통해서 2가지 지반상수, E_m 과 P_L 을 얻을 수 있으며 이 두가지 상수를 통하여 기초설계에

응용할 수 있다. 하지만 국내에서 사용되고 있는 OYO elasto-meter 100 등은 변위 측정용 LVDT가 probe 인쪽에 내장되어 있어, 시험 도중 P_L 을 얻기 위해 공벽에 상당한 변위를 유발시키면 공벽 붕괴나 probe에 손상이 발생 또는 Jamming의 위험이 있어, P_L 끼리 압력을 가하지 못하여 P_L 을 확인하지 못하는 경우가 많다. Menard PMT 역시 과도한 압력은 고무막의 파열이 발생하므로 P_L 값을 probe의 초기체적(v)와 체적증가량(Δv)가 같아지는 경우를 P_L 이라 정의하고 있다.

1) 지반의 분류

지반분류, 지층확인을 위해서 PMT 결과를 이용하는 것보다는 SPT나 CPT 등 다른 현장시험을 이용하는 것이 좋다. 하지만 PMT의 pressure-strain곡선 결과를 이용하여 대략적인 지층상태를 판단할 수

표 1. PMT 결과로부터 흙의 분류

지층분류	E_m/P_L
매우느슨, 느슨한 모래	4~7
중간정도의 느슨 조밀한 모래	7~10
peat	8~10
연약~O.C 점토	8~10
과압밀된 점토	10~20
풍화암	8~40

있다. PMT를 이용한 보다 자세한 지층분류는 뒤에 제시한 참고문헌을 참조하기 바라며, 대략적인 판단은 표 1과 같이 E_m 과 P_L 값으로부터 구할 수 있다.

2) 수평응력(σ_{ho})의 평가

지하구조물 등 토목설계에서 지중의 초기 응력을 파악하는 것은 대단히 중요하다. 수직응력은 지반의 단위중량과 깊이로부터 구할 수 있지만, 수평응력을 알아낼 수 있는 방법은 쉽지가 않으며 PMT는 수평응력을 비교적 정확히 측정할 수 있는 특수한 현장시험 방법중의 하나이다. 그림 13은 전형적인 PMT의 압력-변형 곡선이다.

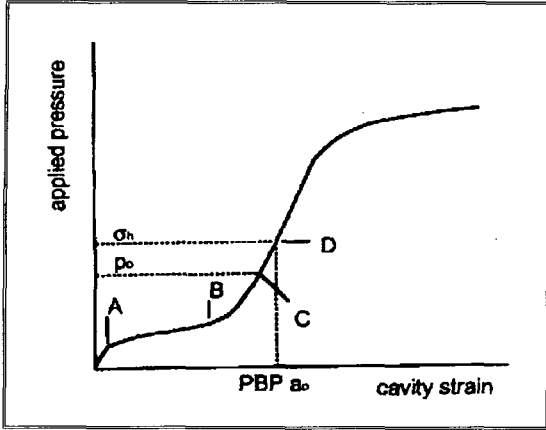


그림 13. PMT의 입력-변형을 곡선으로부터 수평응력의 결정

시험시작에서 점 A까지는 가한 압력이 고무막(membrane)의 강성(stiffness)과 같게 되는 상태이며 계속해서 압력을 가하면 고무막이 늘어나면서 bore hole이 형성되고 교란된 부분을 가볍게 밀기 시작하는 것이 B점이며 더욱 압력이 증가할수록 C점에 도달하게 된다. C점에서부터는 곡선은 직선으로 변하며 고무막은 초기 공동확장이 시작된 위치에 도달하게 되어 C점에 대응되는 압력이 σ_{ho} 가 되어야 비로소 bore hole이 형성되면서 압력이 제한된 상태이므로 C점보다 위에 있는 D점이 초기 수평응력상태가 된다. 여기서 a_0 은 공동(cavity)의 초기 직경이다. 하지만 D점을 정하는 것은 그리 쉽지 않아, 해석시 반경험적인 방법이 사용되기도 한다. PMT 결과로부터 수평응력을 결정하는 방법으로는 다음과 같은 것이 있다.

- ① lift-off 방법
- ② 전단강도를 이용하는 방법
- ③ 시험과정을 이용하는 방법
- ④ curve fitting을 이용하는 방법
- ⑤ 다른 데이터를 이용한 경험적 방법

이에 대한 자세한 설명은 Clarke(1995)의 참고문헌을 참조하기 바란다.

3) 변형계수

만약 지반이 초기상태에 탄성적으로 거동한다고 하면 전단변형계수, G는 그림 14와 같이 압력-변형을 곡선의 기울기로부터 구할 수 있다. 즉,

$$G_1 = \frac{1}{2} \frac{dp}{d\epsilon_c} \quad (21)$$

여기서, P는 압력, ϵ_c 는 cavity의 변형을

하지만 연약한 점토지반에서 시험 초기단계에서부터 지반은 소성 변형이 발생하므로 초기 전단변형계수는 만족스럽지 않을 뿐 아니라 시험초기에 지반교란이 발생하므로 오히려 전단변형계수를 그림 14와 같이 除荷-再載荷(unload-reload) cycle로부터 구하면 보다 신뢰성 있는 전단변형 계수를 얻을 수 있다. 이는 unload-reload cycle이 탄성적으로 거동하기 때문이다. PMT에서는 전단변형계수(G)만 얻을 수 있으며 탄성계수(E)를 얻기 위해서는 포아손비를 가정하여야 한다.

그리고 탄성계수는 변형을 배수조건에 따라 영향

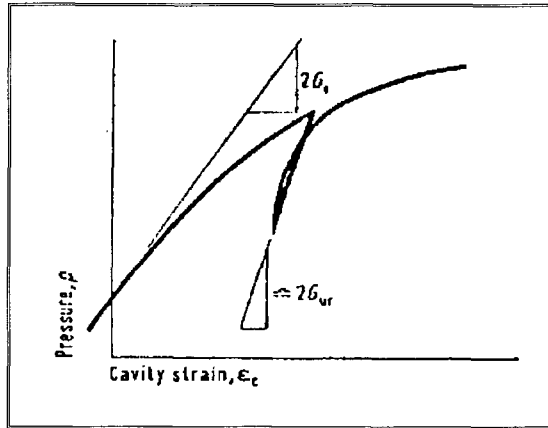


그림 14. PMT 입력-변형을 곡선으로부터의 전단변형 계수

을 받지만 전단변형계수는 배수조건에 영향을 받지 않는다.

그러므로 탄성계수(E)와 pressuremeter

modulus(E_m)와는 기본개념이 다르지만 직접적인 상관관계가 있는데 기초침하량 등을 계산하기 위한 지반의 변형계수는 E_m 으로 보정계수(α)인 rheological factor를 사용하여 다음과 같은 식(22)로부터 구하며 대표적으로 쓰이는 rheological factor α 값은 표 2와 같다.

표 2. 변형계수의 계산을 위한 α 값

흙의 종류	점토	실트	모래	자갈
α	2/3	1/2	1/3	1/4

※ 잘다져진 성토층은 1보다 큼

$$E = \frac{E_m}{\alpha} \quad (22)$$

4) 비배수전단강도

비배수전단강도란 최대주응력과 최소주응력의 차이의 반으로 정의되며 변형률에 따라 최대(peak)값과 잔류(residual)값으로 나눌 수 있다. 비배수전단강도를 시험으로 구할 경우에 시험시 변형모드와 파괴시의 주응력이 다르면 비배수전단강도는 다른 값을 갖는다. 하지만 전단시험이나 현장 vane 시험은 주응력의 크기 및 방향에 관계없이 파괴시에 발생하는 평균전단응력으로 구하며 최대의 전단응력 값을 전단강도로 정의하는 것이다. 그러므로 비배수전단

강도는 PMT시험 결과로부터 직접 구하지 못하고 지반을 탄성, 탄소성으로 가정하는 공동팽창이론에서 원통형 공동(cavity)에 작용하는 주응력 σ_r, σ_θ 로부터 이론적으로 구하는 방법이 있다. 즉, PMT 시험결과로부터 비배수 전단강도를 구하는 방법에는 P와 $\ln(\Delta V/V)$ 곡선에서 구하는 방법과 P_L 로부터 구하는 방법으로 나눌 수 있다. 상세한 내용은 뒤에 제시된 참고문헌을 참조하기 바란다.

10. PMT 결과를 이용한 기초설계

PMT는 일종의 재하시험으로 평판재하시험과 같이 PMT로부터 얻는 E_m, P_L 로부터 기초는 지지력과 침하량을 계산하여야 하는데, E_m 은 기초의 침하량을, P_L 은 지지력을 계산할 수 있으므로 PMT 결과를 이용하여 얇은기초나 깊은기초를 직접 설계할 수 있다. 얇은 기초나 말뚝기초의 선단지지력은 그림 15와 같이 응력이 지반으로 전달되는 이론적 배경을 구형 공동팽창(spherical cavity expansion)이론을 토대로 설명하나, PMT는 원통형 공동팽창(cylindrical cavity expansion) 이론을 기본으로 하고 있는 등의 유사한 점이 많아 보다 신뢰성있는 결과를 얻을 수 있는 것으로 알려져 있다. 실제로 1983년 프랑스의 LCPC에서는 CPT와 PMT 결과로부터 말뚝의 지

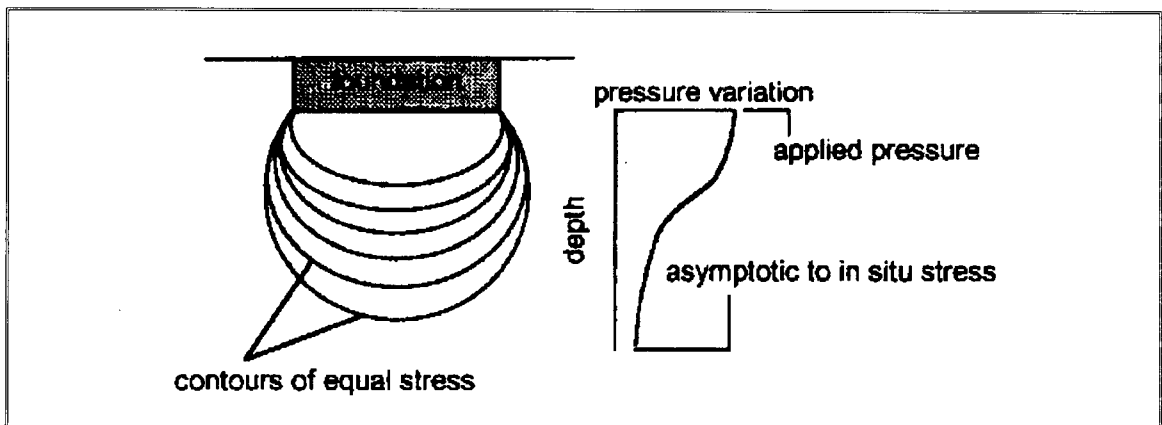


그림 15. 얇은기초의 극한지지력과 P_L 의 관계

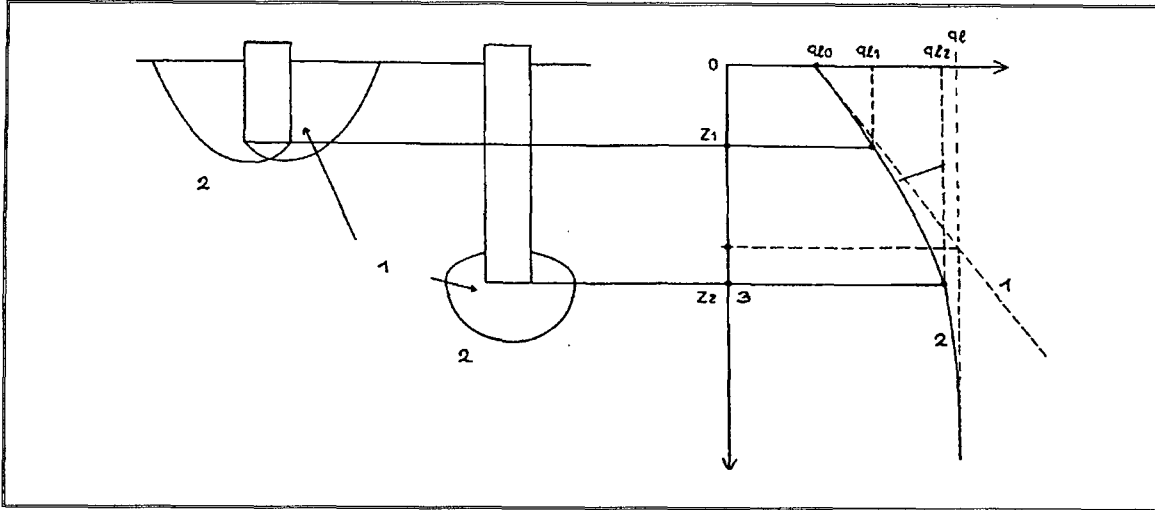


그림 16. 말뚝의 극한지지력과 P_L 의 관계

지력을 각각 예측하고 말뚝의 재하시험 결과와 비교한 결과, CPT는 36%의 상관도(correlation)가 있는 반면 PMT는 99%의 상관도가 있는 것으로 나타났다. 어떤 깊이에서나 말뚝의 선단지지력이나 얇은 기초의 지지력을 PMT결과로부터 구하는 기본적인 개념은 그림 15와 같다.

그림에서 보는바와 같이 말뚝 선단부의 깊이가 증가할수록 P_L 로부터 구한 흙의 전단강도 보다는 흙의 압축성에 말뚝의 거동이 지배되어 간다. 이것은 지반의 거동이 소성거동을 한다기 보다는 탄소성(elasto plastic)거동을 하는 것을 의미한다. 그러므로 어느 깊이에서 PMT의 P_L 값과 구형으로 팽창하는 cavity의 한계압력(limit pressure: q_L)과는 상관관계가 있으며 이는 말뚝선단부의 파괴시 파괴응력과 PMT의 P_L 값과는 직접적인 상관관계가 있다는 것을 의미하며 다음과 같은 공식으로 쓸 수 있다.

$$q_L - \sigma_v = k(p_L - \sigma_h) \quad (23)$$

여기서 σ_v , σ_h 는 각각 말뚝선단부 깊이에서의 수직, 수평을 표시하며 q_L 이 기초의 극한지지력이 되는 것이다. k 는 지지력 계수(bearing factor)라 한다. 이러

한 k 값은 지반조건 기초깊이, 기초형태 시공방법에 따라 영향을 받는데 무엇보다도 말뚝선단부의 지반교란 정도에 따라 많은 영향을 받는 것이 사실이다. k 값은 기초가 지표면에 있을 경우 0.8이었다가 깊이에 따라 증가하다가 어느깊이 이상 도달하면 더 이상 증가하지 않는 일정한 값을 보이는데, 이러한 개념을 말뚝의 지지력이 그림 16과 같이 어느 깊이에서 일정하다는 한계깊이(critical depth)와 밀접한 관계가 있다.

말뚝의 주변마찰력 역시 지반의 전단강도와 관계가 있는 P_L 값으로 구할 수 있으나 말뚝의 형태, 말뚝의 표면, 시공방법에 따라 영향을 받는 것이 사실이다.

PMT 시험결과인 E_m 은 기초의 침하량을 계산할 때 사용한다. 기초의 침하량(δ)은 다음과 같은 식(24)로 나타낼 수 있다.

$$\delta = \left(\frac{q - \sigma_v}{q \cdot E_m} \right) \times \text{형상계수} \quad (24)$$

여기서, q 는 기초에 작용하는 하중이며 형상계수는 기초의 크기, 흙의 종류에 따라 영향을 받는다. 위의 (23), (24)식을 적용하여 얇은기초, 축하중 및 수평력을 받는 말뚝의 설계는 물론 앵커설계도 가능한 것으로 알려져 있다.

11. 교량건설을 위한 해상 PMT 수행사례

공내재하시험(PMT)은 부산근처의 교량건설 현장에서 해상교각을 건설하기 위한 기초말뚝을 시공할 위치에서 수행되었으며, 시험목적은 말뚝의 정재하시험위치의 지반특성을 파악하기 위해서 수행되었다. 그림 17에 시험모습을 나타냈으며 해상시추선에서 실시되었으며, 시험장치는 시추장비, 발전기, 양수기, 벤토나이트 안정액 공급설비 등으로 구성되었다.

벤토나이트 안정액 공급설비는 신선한 벤토나이트 안정액 공급조, 사용후 벤토나이트 용액의 회수조 (또

는 1차 침전조), 2차 침전조 그리고 재생된 또는 신선한 벤토나이트 용액 보충조 등으로 구성되었으며, 해상시추선 위의 제한된 공간에서 작업가능하여야 하였으므로 크기와 용량에서 많은 제약을 받았다.

시험에 사용된 PMT장비는 Elastometer-200으로 일본 OYO사 제품이었으며, 압력튜브의 외경은 70mm였으며 재하용량은 30kg/cm²와 80kg/cm²의 두 종류를 지반의 강도에 따라 선택적으로 사용하였다.

시험순서는 먼저 시험할 위치까지 케이싱을 굴진한 후 시험공 천공을 위한 굴삭장비를 삽입하고 연결막대 내부를 통하여 해수용 벤토나이트 안정액을 주

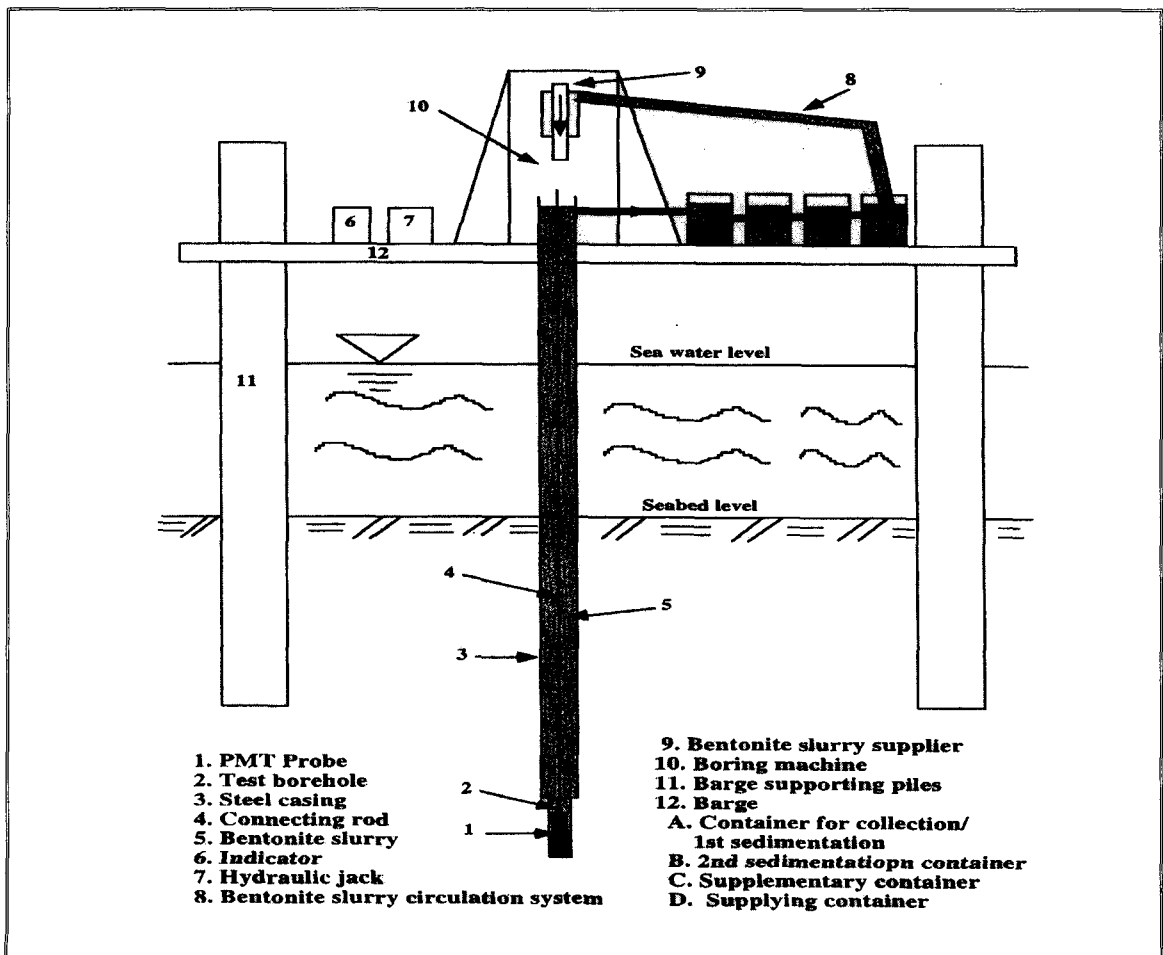


그림 17. 해상 PMT 시험장면의 모식도

입하였다. 벤토나이트 안정액을 제조할 때 해수를 사용하는 것은 Na^+ 이온과 응집반응을 일으켜 안정액으로서 열화될 수 있다. 따라서, 안정액의 열화를 억제하기 위하여 소량의 분산제를 첨가하여 Na^+ 이온과의 응집반응을 억제시켜 안정액의 열화 억제 또는 기능 회복을 도모하여야 할 것이다. 그러나 본 연구에서는 소량의 분산제를 첨가하는 대신 해수용 벤토나이트를 사용하였으며, 벤토나이트 현탁액의 농도도 통상적으로 사용하는 현탁액의 농도보다 약 3~4

배 정도 진하게 하였다. 시험공내의 해수용 벤토나이트 안정액의 농도가 공급조의 벤토나이트 안정액의 주입한 농도(중량비로 벤토나이트:해수=27:73)와 같아질 때까지 계속 주입하였다.

시험공 천공을 완료한 후 굴삭장비를 회수하고 PMT를 시험공에 삽입하였다. PMT가 시험공 바닥에 도달한 경우는 PMT연결용 막대를 고정시키지 않고 상단을 자유로운 상태로 유지하였다. 측정이 완료된 후 벤토나이트 안정액을 1차 침전조(회수조)에

표 3. 현장에서 수행된 PBP시험결과 요약

시험공번	시험위치(m)	토질분류기 호	PMT 시험값			
			정지토압	항복압력	극한압력 ¹⁾	변형계수
			(kg/cm ²)	(kg/cm ²)	(kg/cm ²)	(kg/cm ²)
P5-4	5.2-5.7	SP-SM	7.9	10.9	18.5	43.6
	10.5-11.0	SM	5.4	7.2	12.2	197.7
	15.3-15.8	SW-SM	시험공벽 붕괴로 실패			
	17.5-18.0	CL	8.5	11.0	18.7	51.3
	20.0-20.5	SM	18.0	24.0	40.8	139.7
	23.0-23.5	CL	8.6	10.4	17.7	35.3
	25.5-26.0	CH	6.8	9.1	15.5	95.7
	28.5-29.0	자갈층	시험공벽 붕괴로 실패			
	32.0-32.5	풍화토	20.0	26.0	44.2	768.4
P9-7	7.2-7.7	SM	1.6	4.9	8.3	217.4
	8.5-9.0	SM	3.9	7.4	12.6	99.7
	10.7-11.2	S	16.6	19.6	33.3	187.1
	26.0-26.5	자갈층	x ²⁾	x ²⁾	x ²⁾	x ²⁾
	34.5-35.0	풍화암	31.0	75.0	127.5	4,134
P13-6	6.0-6.5	CL	7.0	9.0	15.3	106
	8.0-8.5	SM	4.0	10.0	17.0	201.2
	12.5-13.0	CL	10.0	18.0	30.6	163.4
	15.0-15.5	자갈	27.0	41.0	69.7	802.2
	18.9-19.4	SM	13.0	18.0	30.6	205.0
	30.5-31.0	자갈	56.0	미확인 ³⁾	x	3,758.5
	39.0-39.5	풍화토	18.0	30.0	51.0	833.1

주 : 1) 모든 시험에서 극한압력을 확인하는 것이 곤란하였으므로 Walker & Jewell (1979)가 제안한 $P_L = 1.7P_y$ (P_L : 극한압력, P_y : 항복압력)의 관계를 이용하여 P_L 을 추정하였음.

2) 압력튜브와 원지반과의 폐합이 이루어지지 않은 상태에서 멤브레인의 팽창한계를 초과하였음.

3) 탄성구간을 벗어나지 않은 상태에서 압력튜브가 파손되어 시험을 종료하였음.

회수하여 재 사용할 수 있도록 하였다.

PMT시험 수행시 시추공내에서의 벤토나이트 안정액의 효과를 비교하기 위해서 안정액을 사용한 경우와 사용하지 않은 경우를 비교 시험을 수행했다. 표 3에는 벤토나이트 안정액을 사용하지 않은 시추공 (P5-4) 과 벤토나이트 안정액을 사용한 시추공들 (P9-7, P13-6)에서 수행된 PBP시험의 수행심도, 지반종류 그리고 PMT시험에 의한 지반 특성치들을 나타내었다. 여기에 수록된 시험결과들 중 각 지반에서 구한 양호한 결과와 양호하지 못한 결과들의 대표적인 시험결과를 사질토층, 자갈층, 풍화토층 그리고 점토층에 대해서 그림 8, 9, 10, 그리고 11에 나타내었다.

그림 18에는 사질토에 대한 시험결과를 도시하였는데, 여기서 벤토나이트 안정액을 사용하지 않아 시험내용이 실패한 사례경우인 (a)와 양호하지 못한

시험결과를 얻은 사례들인 (b)와 (c), 그리고 벤토나이트 안정액을 사용하여 양호한 시험결과를 얻은 사례인 (d)의 시험곡선을 함께 나타내었다. 시험 (a)의 경우에는 시험공벽이 붕괴되어 압력을 증가시켜도 멤브레인(membrane)이 시험공 측벽에 접촉되지 않아 시험이 불가능하였고 시험 (b)의 경우에는 세립질이 다소 많이 분포되어 있어 시추공의 형성은 가능하였으나 시추공 크기가 너무 크게 형성되어 매우 큰 범위에서 탄성구간이 나타났다.

이러한 상황은 사질토내에 작은 입경의 자갈이나 조개껍질 등이 들어있는 경우에 발생할 수 있는데, 이런 사례들은 벤토나이트 안정액을 사용하더라도 나타날 수 있으므로 매우 주의하여야 할 것이다. 시험 (c)는 시험공 측벽이 붕괴되어 시험공에 침전된 슬라임에 수행된 사례이며, PBP시험기를 슬라임 속

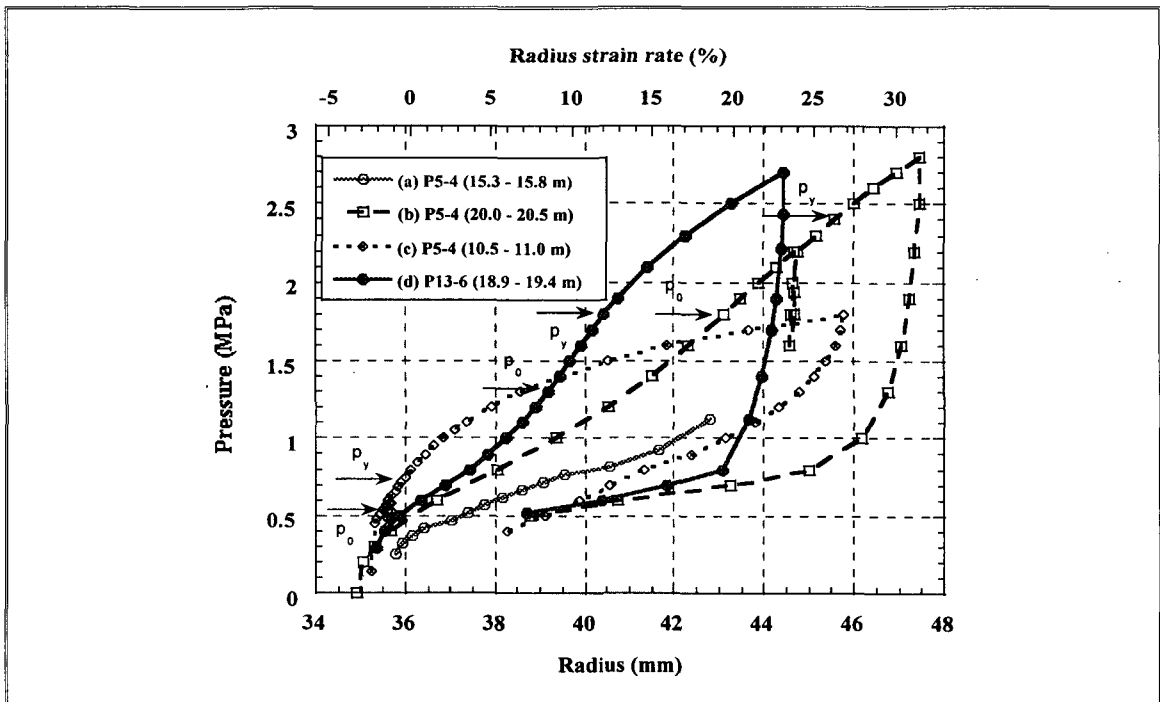


그림 18. 사질토에 대한 PMT 시험결과

- (a) 시험공벽이 붕괴된 사례
- (b) 시험공경이 확장된 사례
- (c) 붕괴된 시험공에 압입하여 수행된 사례
- (d) 벤토나이트 안정액을 사용한 사례

에 자중으로 낙하시켜 관입하거나 또는 서서히 슬라임 속에 밀어 넣어 수행된 시험결과이다. 따라서, SBP나 PIP 시험결과곡선과 유사한 경향을 나타내었으며, 원지반의 지반특성치를 전혀 나타내지 못하는 것으로 볼 수 있었다. 시험 (d)에서는 시험공 굴착시 벤토나이트 안정액을 사용하였으며, PBP시험의 전형적인 결과곡선과 유사하였으며 매우 양호한 결과를 얻을 수 있었다.

벤토나이트 안정액을 사용한 경우 그림 18(d)에는 압력 멤브레인(membrane)과 시추공 측벽면이 접촉하여 폐합되는 정지상태의 토압이 발생하는 폐합 변위가 벤토나이트 안정액을 사용하지 않은 경우 그림 19(b)에 비해 매우 작았다. 즉, 시험공 형성시 벤토나이트 안정액의 사용으로 시험공 측벽면의 과다 이완 또는 붕괴를 제어하여 원지반의 역학적 특성치

를 제대로 파악하는 것이 가능할 수 있었다. 벤토나이트 안정액을 사용하지 않은 경우 그림 18(b)에는 압력 멤브레인(membrane)과 시추공 측벽면이 폐합되는데 큰 변위를 수반하게 되고 이완된 시추공 측벽면을 원상태로 회복시키는데 다소 큰 압력이 필요하게 되어 정지토압이 실제보다 다소 크게 측정될 수도 있었으며, 시험공 측벽면의 이완으로 변형계수도 실제보다 다소 작게 측정되었다. 그러나, 벤토나이트 안정액을 사용한 경우 그림 18(d)에는 시험공벽의 이완과 붕괴가 억제되어 정지토압, 항복압력 그리고 변형계수의 값을 제대로 측정할 수 있었다.

그림 19에는 자갈이 다량 함유된 지층이나 자갈층에서 수행된 PMT 시험결과를 나타내었다. 시험 (a)에서는 벤토나이트 안정액을 사용하지 않아 시험공 측벽이 붕괴되어 시험이 불가능하였다. 시험 (b)에서는

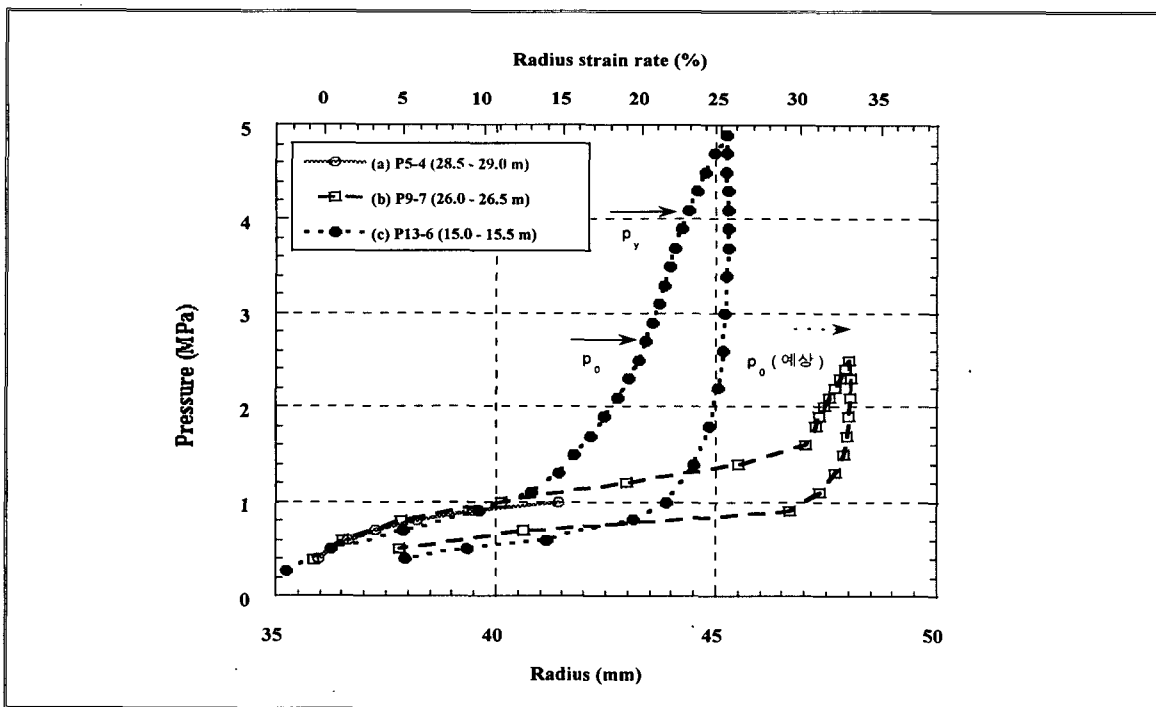


그림 19. 자갈층에서의 PBP시험결과

- (a) 시험공벽이 붕괴된 사례
- (b) 시험공경이 확장된 사례
- (c) 벤토나이트 안정액을 사용한 사례

벤토나이트 안정액을 사용하였음에도 불구하고 시추 기능공들의 숙련도 부족과 주의력 결여로 인하여 시험공 측벽이 다소 확장되어 매우 큰 변위에서도 압력 멤브레인(membrane)이 시험공 측벽면에 접촉되지 않아 폐합자체가 이루어지지 않은 상태이어서 시험이 불가능한 상태였다. 외관상으로는 폐합이 이루어져 탄성 변형이 발생한 것으로 착각할 수도 있으나 그림 19(c)와 비교하여 보면 폐합이 이루어지지 않은 것을 확인할 수 있었다. 시험 (c)에서는 시험공 형성시 벤토나이트 안정액을 사용하여 매우 양호한 시험결과를 얻었다. 자갈질 흙에서는 벤토나이트 안정액을 사용하지 않은 경우이더라도 시험공 측벽면의 이완은 발생하지 않았으나 시험공경이 크게 확장되어 시험이 불가능하였다. 그러나, 벤토나이트 안정액을 사용한 경우에는 시험공 벽면의 붕괴가 억제되었고 시추공벽의 자갈틈

새에 벤토나이트 안정액이 채워질 수 있어 압력 멤브레인(membrane)과 시추공 측벽면이 폐합되는데 필요한 변위는 다소 감소되었으나 다른 지반에서보다는 다소 큰 변위를 수반하였다. 벤토나이트 안정액을 사용하지 않은 경우에 시험결과를 얻지 못하였으므로 벤토나이트 안정액을 사용한 경우와 비교할 수는 없었으나 벤토나이트 안정액을 사용하여 시험공벽의 붕괴를 억제시키며 시험을 수행하였으며, 지반의 특성치도 비교적 정확하게 구할 수 있었다.

그림 20에는 풍화토에 대한 시험결과를 나타내었다. 시험 (a)에서는 시험공 크기가 확장된 사례이며, 시험공 형성시 조립질 풍화잔류물의 탈락으로 인하여 공동형성과 시추공벽의 확장으로 인해 발생하였다. 그러나, 시험곡선의 추이는 PBP의 전형적인 결과와 유사하였다. 시험 (b)에서는 벤토나이트 안정액을

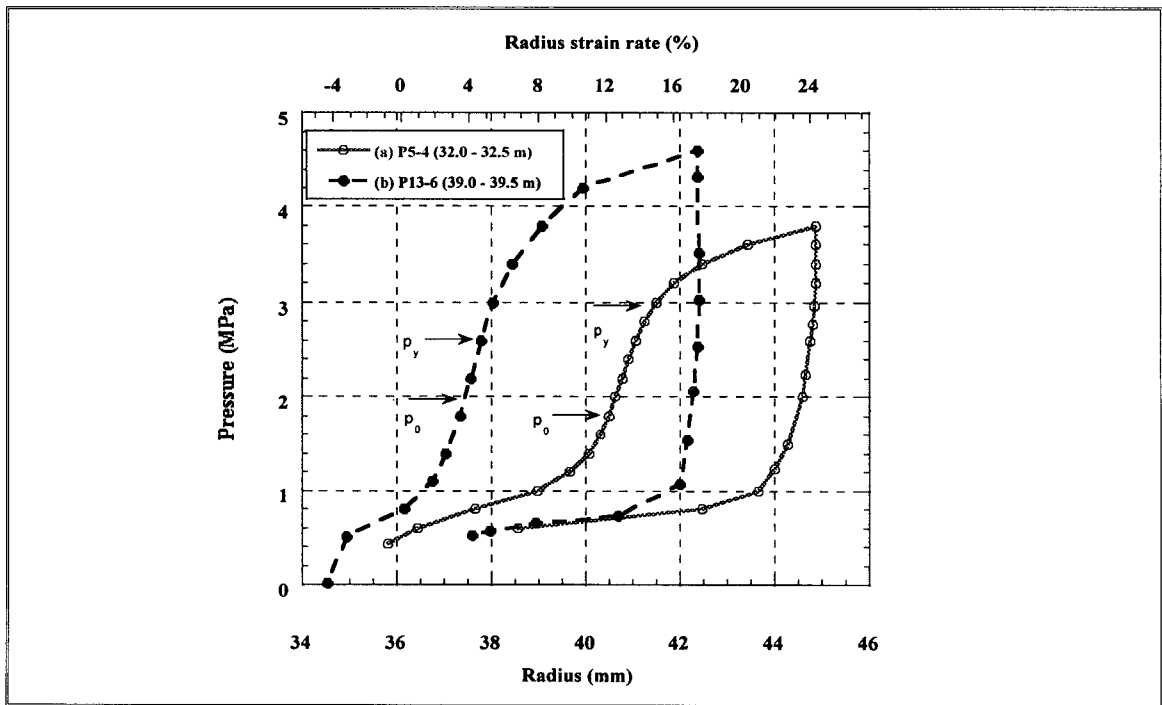


그림 20. 풍화토층에서의 PBP시험결과

(a) 시험공경의 확장된 사례

(b) 벤토나이트 안정액을 사용한 사례

사용하였으며 매우 양호한 결과를 얻었다. 풍화토층에서 벤토나이트 안정액을 사용하지 않은 경우 그림 20의 (b)곡선에도 시험공 측벽면의 이완은 거의 발생되지 않았으나 측면벽의 붕괴는 발생하였다. 따라서, 벤토나이트 안정액을 사용할 경우에 작은 변위에서 정지상태가 나타났으며, 정지토압의 크기는 벤토나이트 안정액의 사용여부에 영향을 거의 받지 않았다. 벤토나이트 안정액을 사용하지 않은 경우이더라도 시험공 측벽면의 이완이 거의 수반되지 않았으므로 지반의 변형계수는 벤토나이트 안정액의 사용여부에 관계없이 비슷한 값을 나타내었다.

그림 21은 점성토에 수행된 시험결과이며, 이 경우에는 점성이 없는 지층에서 일반적으로 발생할 수 있는 시험공벽의 붕괴나 시추공 크기의 확장 등으로 인한 문제는 나타나지 않았다. 그러나, 시험 (a)에서

와 같이 상부 시추공 굴착시 또는 시험공 형성시 조립질의 슬라임이 시험공에 잔류하여 굴착 장비 제거 후 시험공에 침전될 수 있었다. 시험(b)에서는 벤토나이트 안정액을 사용하지 않았으며 시험공 형성후 고압분사하여 시험공내의 슬라임을 제거하였다.

시험 (c)에서는 벤토나이트 안정액을 주입한 후 시험공을 형성하였고 고압분사하여 슬라임을 제거하였다. 점성토 지반에서는 벤토나이트 안정액의 사용여부와 관계없이 양호한 결과를 얻을 수 있었으나 벤토나이트 안정액을 사용하지 않았을 경우에는 시험공내에 잔류된 슬라임을 충분히 제거하지 못하여 슬라임내에서 시험을 수행할 가능성이 있으므로 그림 21의 (a)곡선처럼 굴삭슬라임 제거 후 시험을 수행하도록 유의하여야 할 것이다. 왜냐하면 그림 21에서 벤토나이트 안정액을 사용한 경우 (c)와 사용하

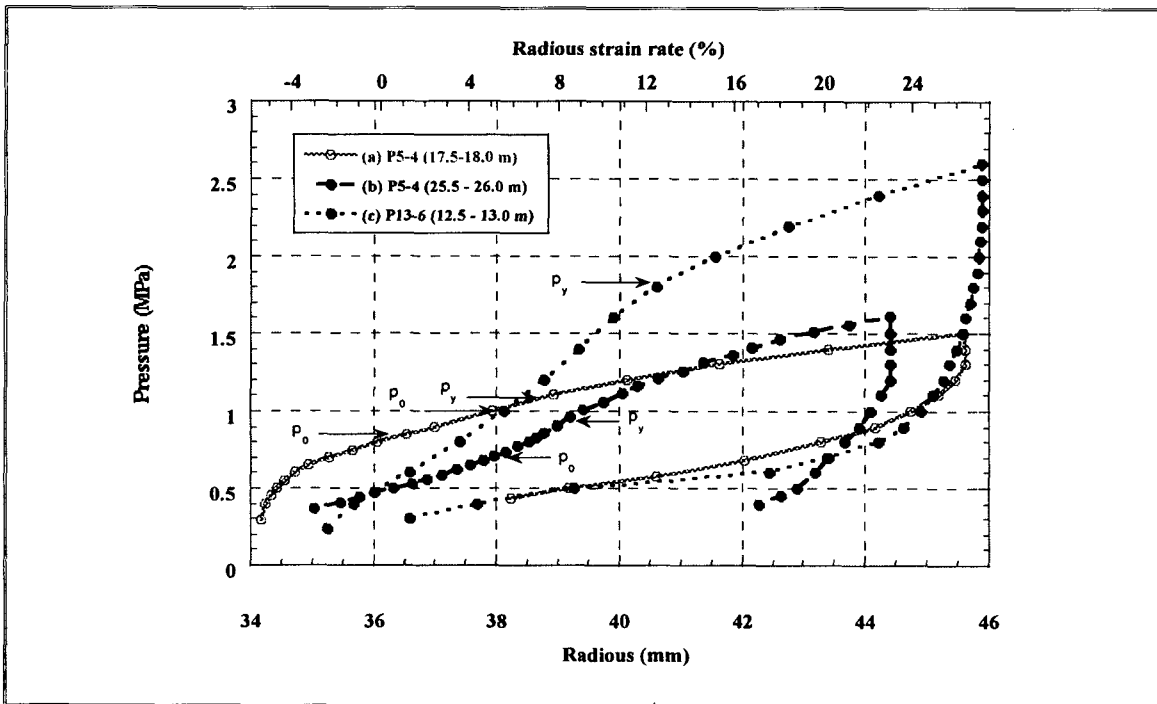


그림 21. 점성토층에서의 PBP시험결과

- (a) 굴삭슬라임 속에 압입된 사례
- (b) 벤토나이트 안정액을 사용하지 않은 사례
- (c) 벤토나이트 안정액을 사용한 사례

지 않은 경우 (b)의 정지토압, 항복압력 그리고 변형계수 등이 크게 차이를 나타내고 있는데, 이것은 지반자체의 강도가 크게 다르기 때문이다.

벤토나이트 안정액을 사용할 경우 사질토 지반에서는 시험공 측면벽의 이완을 억제하는 효과는 다소 있었으나 그외의 비점성지반에서는 지반의 이완을 억제시키는 효과는 없었다. 그러나, 모든 종류의 지반에서 시험공경의 붕괴를 억제하는 효과는 매우 큰 것으로 나타났다. 벤토나이트 안정액을 사용하지 않고 시험공을 형성하는 경우, 풍화토층에서는 12%, 사질토층에서는 19% 그리고 자갈층에서는 34% 정도의 시험공경 확장이 수반되었으며, 따라서, 압력 멤브레인(membrane)의 팽창한계까지 가압하여도 시험이 불가능한 경우까지도 발생하였다. 시험공동이 확장된 경우에도 팽창곡선의 형태는 비슷하게 나타났으나 [그림 18(b), 19(c), 그리고 20(a)의 경우], 정지상태의 압력과 항복압력 그리고 변형계수의 값은 원지반의 특성치를 제대로 반영하지 못하였다. 반면, 벤토나이트 안정액을 사용한 경우에는 풍화토층에서는 3%, 사질토층에서는 8% 그리고 자갈층에서는 20% 정도로 시험공경의 확장이 크게 억제되어 양호한 시험결과를 얻을 수 있었으며 지반의 거동을 제대로 파악할 수 있었다. 점성토층에서는 벤토나이트 안정액의 사용여부와 상관없이 시험공경의 확장은 거의 발생하지 않았다.

12. 결론 및 토론

이상으로 세계적으로 많은 연구가 진행되고 있고, 국내에서도 활용되어지기 시작한 flat dilatometer와 pressuremeter에 대하여 간략하게 소개하였다. 국내에서는 아직 역사가 짧은 관계로 인하여 연구결과나 국내지반에 대한 자료의 축적이 미진하다. 선진국에서 개발된 상관식들을 이용하여 추정된 지반 물성치들은 신뢰성이 크다고 할 수 없다. 뿐만 아니라 이론적 해석의 어려움(blade 관입시 복잡한 거동, 교란 효과, 멤브레인(membrane) 팽창 및 수축, 경

계 및 배수조건의 불확실성, rate 효과 등) 때문에 DMT나 PMT의 실험결과는 각 지반의 종류와 지질학적 특성에 맞게 특별히 보정된 상관관계를 이용해야한다. 그러므로 신뢰성 있는 상관관계들이 확립되기 전까지는 가능하면 CPTU, 현장 배인 시험, 실내 압밀 시험, 및 삼축 전단 시험 등을 함께 수행하여 비교 분석한 후 그 결과를 얻는 것이 바람직하다.

교량건설공사에 공내재하시험(PMT)을 이용한 지반조사를 수행한 결과, 비점성 지반(사질토층, 자갈층, 풍화토층 그리고 풍화암층)에서는 PMT시험의 수행이 곤란한 것으로 알려져 있으나, 시험공 형성시 벤토나이트 안정액을 사용하여 PMT시험을 성공적으로 수행했다. 이를 토대로 확인한 사항은 PMT결과는 다양하게 활용할 수 있으며 또한 기수행된 육상부 PMT결과와 함께 말뚝의 연직 지지거동 뿐만 아니라, 수평지지거동 분석에도 활용할 수 있을 것으로 판단되어 향후 수행될 말뚝 수평재하시험 결과 분석에 PMT결과를 활용할 예정이다.

참고문헌

1. (주)도화지질 (1998), "부산 남항대교 교각기초 지점 공내재하시험 결과보고서," (주)한진종합건설, 1998. 4.
2. (주)도화지질 (1999), "광안대로 제 5공구 공내재하시험 성과보고서," 1999. 6
3. Baguelin, F., Jezeguel, J. H., and Shields, D. H. (1978), "The Pressuremeter and Foundation Engineering," Trans Tech Publications, Germany.
4. Clarke, B. G. (1995), "Pressuremeters in Geotechnical Design," Blackie Academic & Professional, Chapman & Hall, London, U. K.
5. Oyo Corporation (1991), "Model-4018, Elastometer-2 Indicator Operational Manual," Oyo Corporation Instruments

- Division, Japan.
6. Walker, L. K. and Jewell, R. L. (1979), "The Selection of Design Parameters in Weathered Rocks," Proc. 7th European Conference SMFE, Brighton, U.K., Vol. 2, pp. 287-297
 7. Marchetti, S., (1975), "A New In-Situ Test for the Measurement of Horizontal Soil Deformability," In-Situ Measurement of Soil Properties, Vol. II ASCE, New York, pp. 255-259
 8. Marchetti, S. (1980), "In-Situ Tests by Flat Dilatometer." Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, VOL. 107, No. 3, pp. 832-837
 9. Campanella, R. Robertson, P., Gillespie, D., and Grieg, J., (1985), "Recent Developments in In-Situ Testing of Soils," Proceedings, 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 2, San Francisco, pp. 849-854
 10. Schmertmann, J.H., (1982), "A Method for Determining the Friction Angle in Sands from the Marchetti Dilatometer Test (DMT)," Proceedings, 2nd European Symposium on Penetration Testing, Vol. 2, Amsterdam, pp. 853-861
 11. Marchetti, S., (1985), "On the Field Determination of K_{in} Sand," Proceedings, 11th International conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, Vol. 5, pp. 2667-2672
 12. Lacasse, S. and Lunne, T., (1988), "Calibration or Dilatometer Correlations," Penetration Testing 1988. (Proceedings, ISOPT-1, Orlando), Vol. 1, Balkema, Rotterdam, pp. 539-548
 13. Kulhawy, F. H. and Mayne, P. W., (1990), "Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design." Report EL-6800, Electric Power Research Institute, Palo Alto, CA.
 14. Schmertmann, J. H., (1983), "Revised Procedure for Calculating K_0 and OCR from DMT's with $b < 1.2$ and which Incorporate the Penetration Force Measurement to Permit Calculating the Plane Strain Friction Angle," DMT-Workshop, Gainesville, GPE, Inc., 4509 NW 23rd Avenue, Suite 19, Gainesville, FL 32601.
 15. Lacasse, S. and Lunne, T., (1983), "Dilatometer Tests in Soft Clays," Report No. 146, Norwegian Geotechnical Institute, Oslo pp. 1-8
 16. Fabius, M., (1984), "Experience with the Dilatometer in Routine Geotechnical Design." Proceedings 37th Canadian Geotechnical Conference, Toronto
 17. Robertson, P. K., Campanella, R. G., Gillespie, D., and By, T., (1988), "Excess Pore Pressure and the Flat Dilatometer Test," Penetration Testing 1988, Proceedings, ISOPT-1, Orlando, Vol. 1, Balkema, Rotterdam, pp. 567-576
 18. Marchetti, S. and Totani, G., (1989), " c_v Evaluations from DMTA Dissipation Curves," Proceedings, 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1, Rio de Janeiro, pp. 281-286
 19. Marchetti, S., (1997), "The Flat Dilatometer: Design Applications," Proceedings, Third Geotechnical Engineering Conference, Cairo University, Egypt, pp. 1-25.