

土質定數의 評價 (下)

흙의 物理的 特性과 非排水剪斷強度를 中心으로

金 永 男 <(株) 平原 엔지니어링 專務理事, 土質 및 基礎技術士>

<지난호에서 계속>

다. 점성토의 전단강도

기초설계를 할 때 가장 필요한 흙의 공학적 성질은 흙의 전단강도, 압축성과 투수성 등이다. 다소 어려운 점이 있기는 하지만 점성토에서는 사질토와는 달리 흐트러지지 않은 시료(Undisturbed Sample, 불교란시료)를 채취할 수 있다.

이것은 전술한 바와 같이 사질토는 흙의 각 입자가 인력이나 점착력이 없이 중력의 작용을 받아서 서로 접촉되어 있고 하중은 이러한 접촉점을 통해 전달되므로 시료를 채취코저 할 때 쉽게 흐트러질 수 있는데 반하여 점성토는 입자상호간의 거동이 중력의 작용보다는 입자간의 전기력에 영향을 받는 점착력이 있기 때문이다.

이러한 흐트러지지 않은 시료를 채취하여 실내시험실에서 시험을 하면 상당히 좋은 성과를 얻을 수 있다. 완전히 교란

되지 않은 흙의 시료를 얻는다는 것은 거의 불가능하다.

그래서 일반적으로 “흐트러지지 않은”이라는 말은 흐트러지는 것이나, 변형되는 효과를 최소로 되게 조심을 해서 얻은 시료를 말한다. 원 위치에서 전단강도를 측정하는 시험을 시행하면 교란되는 정도를 최소화 할 수 있다.

그러나 후술하는 바와 같이 점성토 지반에서는 動的관입시험(표준관입시험, 동적콘관입시험등)결과를 이용할 때는 여러가지 제약을 받게 된다.

자연지반의 점성토층의 비배수 전단강도(Undrained Shear Strength, S_u)는 깊이(심도)가 깊어짐에 따라 증가하는 것이 일반적이다. 점성토의 비배수 전단강도는 有效上載壓(Effective Overburden Pressure, \bar{P})과 밀접한 관계가 있기 때문이다. <그림-6>은 정규압 밀점토와 過壓密점토의 깊이에 따른 비배수강도의 변화를 보여

준 대표적인 예이다.

일반적으로 균질한 등방성 점성토층에 제방등을 설치할 경우 활동파괴선은 지층의 하부로 가려는 경향이 있음을 많이 경험하였을 것이다. 따라서 이러한 상태의 구조물의 안정성을 해석할 때는 심도에 따른 강도의 증가 경향을 찾는 일이 아주 중요한 사항이다.

심도에 따른 강도의 증가 경향은 심도별로 자연시료를 채취하여 비배수 전단강도를 파악하기 위한 시험(一軸압축시험, 비압밀 비배수三軸압축시험 및 급속전단시험등)을 시행하여 그 결과를 통계적 방법등을 이용하여 분석하여 찾을 수 있다. 이때 주의할 사항은 시료가 극히 교란되어 전단강도가 과소 평가된 시험결과나 불균질성 등으로 인하여 일반적인 범주에서 벗어난 값은 제외시켜서 분석을 하거나 또는 필요에 따라 이러한 값을 별도로

분석하여야 되는 점이다.

이렇게 자료(Data)를 침착하는 문제는 전술한 흙의 물리적 특성과 연결지어 보고 또 층의 분포상태 및 조사과정의 오류등을 함께 관련지어 공학적 판단을 통하여 시행하여야 한다.

점성토층의 비배수전단강도는 유효상재하중(Effective Overburden Pressure)과 비배수전단강도와의 관계($\frac{S_u}{P}$ Ratio)로부터 유추할 수도 있다. 즉 임의의 점(심도)에서 비배수 전단강도를 알고자 할 때는 그 점에서의 유효상재하중(또는 유효상재압 이라고도함)을 구하고 그 값을 $\frac{S_u}{P}$ Ratio에 곱하면 그 결과가 그 점에서의 비배수 전단강도이다.

유효상재하중과 비배수 전단강도와의 관계($\frac{S_u}{P}$)는 전술한 심도에 따른 전단강도의 증가 경향식으로부터 역으로 산출할 수 있으며 또는 유효응력으로 시험한 압밀비배수 삼축압축시험(Consolidated Undrained Triaxial Compression Test) 결과로부터 구할 수 있다.

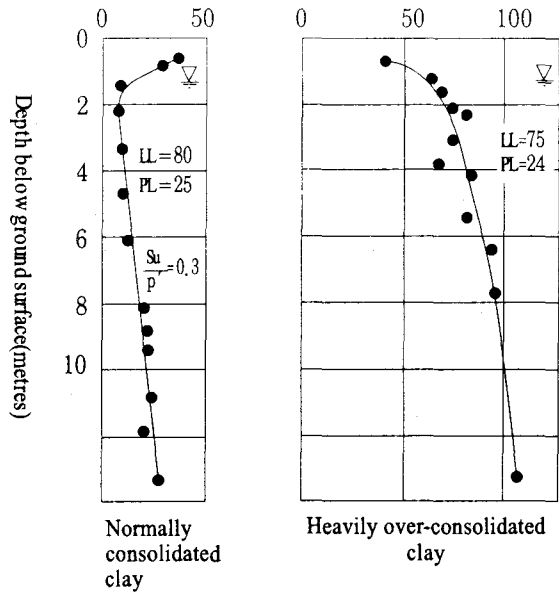
1) 심도에 따른 강도 증가 경향식으로부터 $\frac{S_u}{P}$ 를 구하는 법

전설부 항만설계기준(1971)에 수록된 내용을 바탕으로 심도에 따른 강도증가 경향식으로부터 $\frac{S_u}{P}$ 를 구하는 방법을 설명하면 다음과 같다.

비배수 전단강도(S_u)는 일반적으로 다음 식(9)와 같이 표시된다.

$$S_u = S_o + KZ \dots (9)$$

Undrained shear strength, S_u kN/m²



〈그림-6〉 Typical Variations of Undrained Shear Strength with Depth, After Bishop and Henkel(1962)

여기서 S_o : 지표면에 있어서의 S_u 값(t/m²)
 K: 깊이에 대한 S_u 의 증가율(t/m²)
 Z: 지표면으로부터의 깊이

해저 점토지반에 있어서 흙의 수중단위 체적중량은 γ_{sub} (t/m³)으로 하면 식(9)의 k는 $\gamma_{sub} \times \frac{S_u}{P}$ 가 될 것이다.

따라서 이로부터 $\frac{S_u}{P}$ 를 구할 수 있다. 그러나 이때 주의하여야 될 사항은〈그림-6〉에서 보는 바와 같이 점성토층 상부에서 과압밀 현상 등으로 기인되는 S_o 값이 있는 경우가 있으므로 이에 따른 적절한 보완이 필요하다는 것이다.

예로서〈그림-6〉의 경우 심도 2m에서부터 $\frac{S_u}{P} = 0.3$ 이 적용될 수 있다는 것을 의미한다. 만일 이러한 변곡점이 없이 상부에서부터 곧바로 S_o 값이 있는 상태에서 1차식(즉 $S_u = S_o + KZ$)으로 증가될 경우에는 S_o 만큼의 비배수 전단강도를 유발시킬 수 있는 응력이 작용되었던 것으로 보고 해석할 수도 있을 것이다.

2) Mohr-Coulomb의 파괴시의 유효응력원으로부터 구하는 법

〈그림-7〉은 Mohr-Coulomb의 파괴포락선(Failure Envelope)이다. 이 그림의 기하학적 조건

으로부터 다음 식 (10) 과 같이 구할 수 있다.

$$S_u = \frac{C' \cos \phi' + P_0 \sin \phi' (K_0 + A_f(1 - K_0))}{1 + (2A_f - 1) \sin \phi'} \dots \dots \dots (10)$$

- 여기서 C': 유효응력으로 표시한 점착력 (kg/cm²)
- φ': 유효응력으로 표시한 전단 저항각(도)
- K₀: 정지토압계수
- A_f: 파괴시의 간극수압계수
- P₀: 유효상재압 (kg/cm²)

식(10)은 정규압밀점토(Normally Consolidated Clay)에서는 C'=0 이므로 식(11)과 같이 간단해진다.

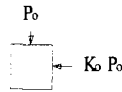
$$\frac{S_u}{P_0} = \frac{\sin \phi' (K_0 + A_f(1 - K_0))}{1 + (2A_f - 1) \sin \phi'} \dots \dots \dots (11)$$

식(10) 및 식(11)에서 K₀ (정지토압계수, Coefficient of Earth Pressure at Rest)는 실내시험을 통하여 구할 수 있다. 그러나 만일 시험된 값이 없을 경우에는 다음의 경험적인 식들을 이용하여 구할 수도 있다.

○ Brooker와 Ireland(1965)의 제안식

- 정규압밀 점토 K₀ = 0.95 - sin φ' (12)

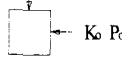
여기서 φ': 배수조건하의 전단저항각(Drained



μ = 0

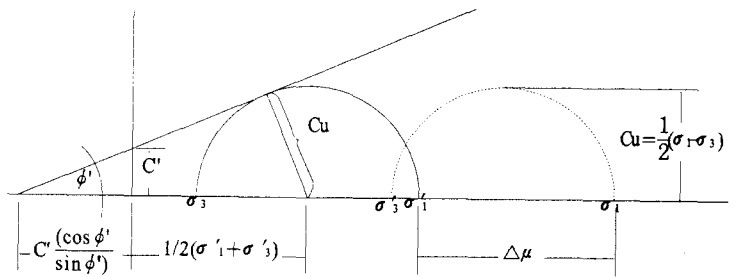
(a) Initial stress conditions

P₀ + Δσ₁ = σ₁



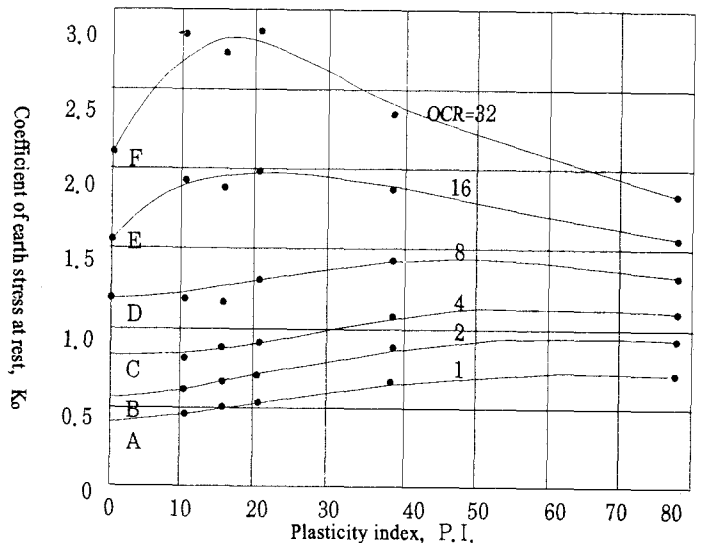
Δμ = Δσ₃ + A_f(Δσ₁ - Δσ₃)

(b) Stress conditions at failure



(c) Total and effective stress circles at failure

<그림-7> Relationship Between Undrained Shear Strength C'-φ Parameters



<그림-8> K₀ as Foundation of Overconsolidation Ratio and Plasticity index. Points A to F Interpolated from Hendron's Data. Overconsolidation Ratio-OCR(from Brooker and Ireland,1965).

Friction Angle, 도)
 $K_0 = 0.4 + 0.007(PI)$
 $(PI < 40) \dots \dots (13)$

$K_0 = 0.64 + 0.001(PI)$
 $(40 < PI < 80) \dots \dots (14)$

여기서 PI: 塑性指數(%)

- 과압밀 점토

K_0 (Overconsolidated)

$= K_0$ (Normally consolidated)
 $\sqrt{OCR} \dots \dots (15)$

여기서 OCR: 過壓密比

○ Alpan(1967)의 제안식(정규압밀 점토에 대하여)

$K_0 = 0.19 + 0.233 \log(PI)$
 $\dots \dots (16)$

여기서 PI: 소성지수(%)

또 파괴시의 간극수압계수 (Pore-Pressure Coefficient A at Failure) 역시 실내시험에서 구할 수 있으며 대표적인 값은 <표-7>과 같다.

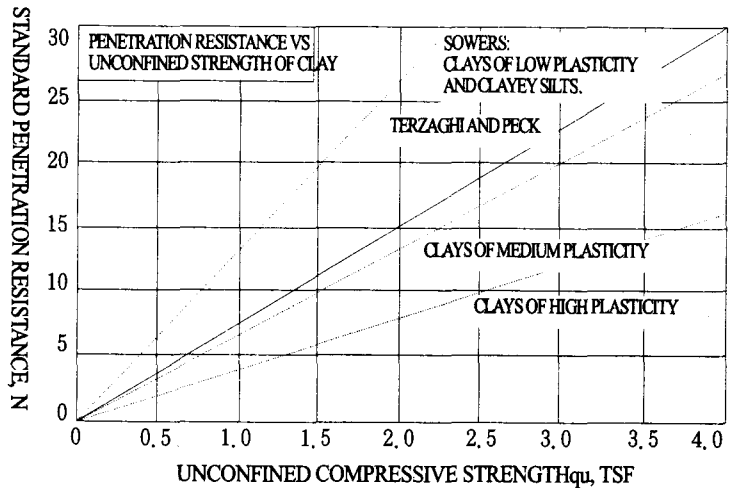
만일 지반이 대단히 연약하거나 鋭敏比가 대단히 큰 점토라면 시료 교란의 우려가 있으므로 실내시험 결과에 대한 신뢰도가 저하될 수 있다. 이러한 경우에는 현장에서 비교적 용이하게 전단강도를 측정할 수 있는 원위치시험이 요망된다.

베인(Vane) 시험은 여러가지 원위치시험 중에서도 중간내지 연약점토인 비배수강도의 결정을 위해 널리 적용되는 경험적인 현장시험 방법으로 上載荷重이 제거되지 않은 상태에서 교란되지 않은 지반내의 전단강도를 측정할 수 있다는 장점이 있다.

그러나 현장베인에서 구한 비

<표-7> Approximate Values of Pore-Pressure Coefficient A at Failure

Solo Type and Condition	Ar
Fine Sand, Very Loose	2~5
Saturated Clay:	
Very Sensitive to Quick	1.5~3.0
Normally Consolidated	0.7~1.3
Lightly Overconsolidated	0.3~0.7
Highly Overconsolidated	-0.5~0
Saturated Silt, Moderately Dense	~0.5



<그림-9> Correlations of Standard Penetration Resistance

배수 전단강도(Field Vane Shear Strength)는 다른 실내 시험으로부터 측정된 전단강도와 일치되지 않으며 일반적으로 현장베인에서 얻은 값이 더 크다. 미국의 Louisiana 州 Laplace에 있는 연약점토에 대하여 비배수강도를 비교한 결과 현장베인시험으로 결정된 전단강도는 실내시험에서 구한 값보다 거의 두배나 컸던 예도 있다. 또 Su vane 는

$2qu$ 정도임을 조사한 예도 있다.

이렇게 되는 이유는 전단속도, 전단면의 相異, 시료의 교란등이 있을 수 있으나 이 중에서도 근본적인 차를 보이는 것은 파괴 전단면이 서로 다르기 때문이다. 따라서 현장베인에서 얻은 전단강도를 적용하여 설계를 하고자 할 때는 주의가 필요하다.

또 Bjerrum(1972)은 소성지수가 큰 점성토일수록 실제의 전단강도 보다 과대하게 측정되는 점을 고려하여 소성지수에 따라 현장배인으로 구한 전단강도를 수정할 것을 제안하였다.

$$Su(\text{field}) = Su(\text{vane}) \times \lambda \dots\dots\dots (17)$$

여기서 Su(field) : 수정된 현장배인 값 (kg/cm²)
 Su(vane) : 현장배인으로 얻은 비배수강도
 λ : 수정계수 (Correction Factor)
 $\lambda = 1.7 - 0.54 \log PI \dots\dots\dots (18)$

일축압축강도와 N치와의 관계는 Terzaghi와 Peck(1948)에 의하여 다음과 같은 간단한 식으로 표시되었다.

$$q_u = \frac{N}{8} \dots\dots\dots (19)$$

여기서 q_u : 일축압축강도 (kg/cm²)
 N : 표준관입시험의 관입저항 값 (N치)

Sowers등은 점성토에서 N치와 일축압축강도와의 관계가<그림-9>에서 보는 바와 같이 흙의 소성도(Degree of Plasticity)에 따라 영향을 받는다고 하였다.

<표-8>은 여러학자들에 의해 제안된 N치와 일축압축강도와의 경험적 관계식이다.

그러나 동적 콘 관입시험결과 (예로서 N치등)를 이용하여 점성토 지반의 비배수 전단강도를 추정하는 것은 여러가지

로 불합리한 요인을 갖고 있는데 그 몇가지를 기술하면 다음과 같다.

○ N치를 이용하여 점성토의 비배수 전단강도를 추정할 경우에는 응력에 대한 영향이 전혀 고려되지 않는다. 또 과압밀 (Over Consolidation)의 영향도 고려되지 않는다.

전술한 바와 같이 정규압밀 점토에서는 過載應力이 증가하면 비배수강도도 비례해서 증가할 것이다.

또 균열이 없는 포화점토에 있어서는 동일한 점토라면 N치는 과압밀비(Over Consolidation Ratio, OCR)의 증가에 따라 증가할 것이라는 것을 쉽게 추측할 수 있다. 그러나 전술한 관계식에서는 이러한 사항들이 합리적으로 고려되지 않고 있다.

○ 점성토의 비배수 전단강도에 대한 N치의 대응관계는 균질하고 예민하지 않은 점토에만 적용된다.

비배수강도에 대한 N치의 대응관계는 흙이 균질하고 비교적 예민비가 작은 점토에만 적용된다는 사실에 유의해야 한다. 점토의 예민비가 크면 타격시에 원지반의 교란으로 말미암아 비배수강도가 실제보다 훨씬 낮아지기 때문이다.

Casagrande(1966)는 실무경험으로부터 예민비 때문에 N치가 실제보다 현저히 감소한 경우를 보고하고 있다.

즉, Richmond 점토지반에는 말뚝을 사용하는 것이 일반적으로 통용되어 왔는데, 그 점토는 N치의 측정결과로부터 예상한 것보다 강도가 훨씬 높아서 말

<표-8> N치와 점성토의 일축 비배수 전단강도와의 경험적인 관계

구 분	일축압축강도 q _u (kg/cm ²)	비 고
Terzaghi와 Peck	$q_u = \frac{N}{8}$	
Peck	$q_u = \frac{N}{6}$	
Dunham	$q_u = \frac{N}{7.7}$	
Sowers	$q_u = \frac{N}{4} \sim \frac{N}{13}$	소성의 정도에 영향을 받음.
森田紀元	$q_u = \frac{N}{4} \sim \frac{N}{5.5}$	예민비가 높은 점토를 제외
福岡保	$C_u = 0.05 + 0.075N$ $C_u = 0.1 + 0.075N$	실트질 점토(N<10) 점토(N<10)
특기사항	○ C _u : 비배수 전단강도(kg/cm ²) ○ C _u : $\frac{q_u}{2}$ (kg/cm ²)	

뚝이 필요없게 되었다고 한다. Schmertmann(1975)도 이와같은 실례를 제시하였다. 즉, 실제 측정 N치가 0~1인 지반임에도 불구하고 이곳에 흠쌓기를 하고, 얇은 기초로 3층의 빌딩을 세웠는데도 성공적이었다고 한다. 그 원인을 면밀히 조사해 본 결과 관입물체를 타격할 때 대단히 큰 양의 과잉간극수압이 유발되었다. 만일 이것이 유발되지 않았다면 $N=5\sim 10$ 으로 추정되었으므로 설계에 사용되어야 할 값은 측정치의 5~10배가 더 크다는 결과가 된다.

○ 연약지반에서 N치를 이용하여 비배수전단강도를 추정할 때는 N치의 적용상의 문제가 있다. 표준관입시험은 대표적인 동적관입시험으로서 토질에 관한 적용성이 넓다고 하지만 연약점토에서는 N치가 0이라 하면 Hammer를 규정높이에서 낙하시키지 않았는데도 30cm 이상 관입되는 경우도 있고 시추시 孔底를 흐트러지게 할 수도 있으므로 N치는 연약의 정도만을 나타내는데 불과하다. 또 N치가 0일 경우에는 실제적으로 이러한 관계식을 적용할 수가 없는데 반하여 지반은 비배수 전단강도를 갖고 있는 모순이 있다.

2. 3 토질점수의 선정 및 평가의 제한성

가. 흙의 공학적 특성으로 인한 제한성

여항시설이 설치될 지반에 대하여 성실하게 조사하고 분

석하였을 경우에도 흙의 공학적 특성으로 기인되는 다음과 같은 본질적인 제한성이 있을 수 밖에 없다.

흙은 불연속체(Discrete Material)이다. (즉 흠입자 그 자체는 고체이지만 강철과 같은 결정체와는 달리 이들이 강하게 부착되어 있지 않다.) 따라서 흠입자는 쉽게 분산될 수 있으며 외력을 받았을 때 입자상호간에 변위가 쉽게 일어난다.

불연속체인 흠입자 사이에는 공기와 물이 있을 수 있기 때문에 흙은 본질적으로 3상이며 흠에 하중이 가해졌을 때에는 이러한 물질의 상호작용 때문에 하나의 균질한 물질로 되어 있는 경우와 달리, 힘의 전달이나 변위가 단순하지 않다.

이러한 점으로부터 다음과 같은 몇가지 토질공학의 특성을 알 수 있을 것이다.

- 1) 흙은 강성을 보이지 않는다.
- 2) 흙의 거동은 응력에 의존할 뿐만 아니라 시간과 환경(Environment)에도 의존한다.
- 3) 흙은 본질적으로 위치마다 그 성질을 달리한다.
- 4) 땅속에 있는 흙은 직접 볼 수가 없으므로 한정된 위치에서 채취한 흠 시료를 조사하고 시험하여, 전체 지반의 특성을 평가하지 않을 수 없다.
- 5) 땅속에서 시료를 채취할 때, 정도의 차이는 있지만 흙은 교란(Disturbance)되며 대부분의 흙은 이러한 흙의 교란에 민감하다. 따라서 시험실에서 얻

어진 흠 시료의 측정값과 현장에서의 측정값은 다를 수 있다.

나. 시료의 교란으로 인한 제한성

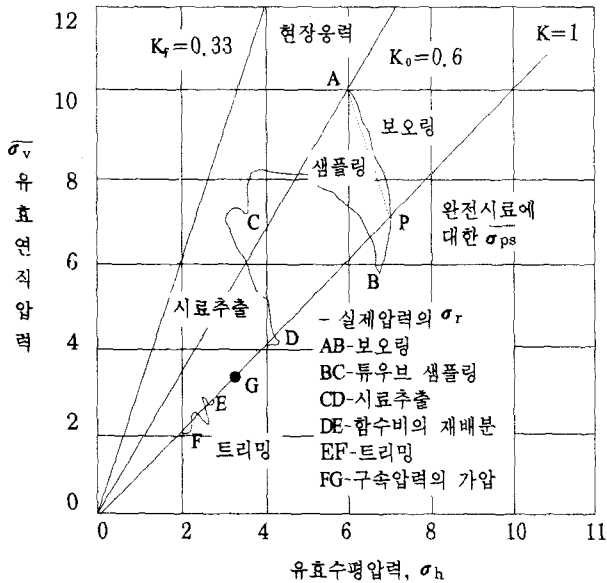
시료 채취에 있어서 아무리 주의를 하여도 사실상 진정한 의미에서 불교란 시료를 얻기란 불가능하다.

시료를 채취할 때 정도의 차이는 있지만 흙은 교란될 수밖에 없다. 특히 예민한 점성토 지반의 경우에는 이러한 현상이 더욱 뚜렷할 수밖에 없다.

<그림-10>은 Ladd 및 Lambe(1964)가 정규압밀점토를 원지반에서 Tube Sampling 하여 비압밀 비배수전단시험을 할 때까지의 과정에 대하여 유효응력의 변화상태를 응력경로(Stress Path)로 작성한 것으로 지중에 있던 흠이 지상으로 나와 노출되면 응력상태가 달라짐을 알 수 있다.

다. 시험방법의 강도정수에 미치는 영향

1) 압밀비배수시험(\bar{C}_U)으로부터 S_p 를 구할 경우 정규압밀상태에 있는 점토층의 실제의 값보다도 더 크게 나타난다. 이는 자연상태에서는 압밀이 가로방향의 변위가 없이 연직방향으로만 진행되나 표준삼축압축시험에서나 압밀시험에서는 압밀이 등방성이므로 실제보다 더 큰 강도증가를 가져올 수 있기 때문이다. 또한 자연상태에 있는 시료를 채취하여 시험실에서 본래의 하중상태가 되도록 재압밀하면 간극



〈그림-10〉 Tube Sampling을 할 때의 정규압밀점토에 대한 응력경로 (Ladd and Lambe, 1964)

비가 작아지며 강도는 더 증가 되는 것은 분명하다.

2) 一軸압축시험은 그 시행 방법이 간단하나 시험의 특성상 三軸압축시험(UU) 보다 작게 평가되며 특히 실트를 많이 함유한 점성토에서는 그 경향이 더욱 크다.

3) 현장배인 시험의 경우 전단강도가 과대평가되는 경우가 많다.

라. 흙의 교란이 강도정수에 미치는 영향

일반적으로 흙의 전단강도를 측정하기 위한 실내시험을 시행하였을 경우 시료가 교란되면 비배수전단강도는 적게 나타나며 삼축압축시험중 압밀배수시험($\bar{C}U$)이나 압밀배수시험(CD) 결과는 크게 나타난다.

따라서 교란된 시료로 시험

된 비배수전단강도를 설계에 적용할 경우 안전측으로 해석은 되지만 비경제적인 설계가 될 우려가 있으며 또 압밀배수시험이나 압밀배수시험 결과를 적용할 경우에는 불안전측 설계가 될 우려가 크다.

또 대부분의 연약지반은 예민한 지반이며 따라서 성토, 굴착 등으로 형태를 변화시키는 과정에서 교란될 우려가 크다. 그러나 실제 현장의 교란정도를 설계과정에서 예측하기는 매우 곤란한 제한성이 있으며 단지 완속시공을 통하여 이를 다소간 극복할 수 있을 뿐이다.

마. 가장 널리 사용되는 N치는 여러가지 요소에 의해 영향을 받는다.

N치는 측정이 간단한 반면, 이것이 흙의 강도정수를 결정

하는 직접적인 수단은 되지 못하므로 이것을 설계에 적용하는데 있어서는 여러가지 문제점을 내포하고 있다. 다른 시험도 모두 마찬가지로이지만, 특히 표준관입시험은 장비, 시험자, 시험방법에 따라 오차가 클 수 있고, 더욱이 최근의 연구에 의하면 시험을 하는 위치에서의 종방향 및 횡방향의 구속응력, 흙의 구조, 또는 유효응력등에 따라 현저한 차이가 생긴다는 것이 밝혀졌다. 더욱이 이러한 모든 변수들을 모두 망라하여 補正할 수 있는 방법이 없다.

N치에 영향을 끼치는 요소는 다음과 같다.

1) 과재응력

Gibbs 와 Holtz(1957), Bazaraa(1967) 등의 연구에 의하면 과재응력은 N치에 지대한 영향을 끼친다고 한다. 지표면 가까이에서는 과재응력(土被荷重)이 작으므로 그 측정치는 실제보다 훨씬 더 작은 값으로 측정된다.

굴토를 하게 될 경우 과재응력이 감소되므로 과재응력으로 인한 N치의 수정값은 실측치보다 작아진다. 따라서 이 경우에는 N치를 수정하지 않고 설계할 경우 불안전측이 된다.

2) 토질 및 유발 간극수압

흙속에 자갈 또는 전석이 섞여 있으면 N치가 과대하게 측정된다. 또 가는 모래나 실트층에서 관입시험을 시행하면 타격시에 과잉간극수압이 발생되고 이것이 소산되지 않으므로 N치는 실제 값보다 작을수

있으며 반면 조밀한 가는 모래나 실트층은 타격시 교란으로 인한 부간극수압(Negative Pore Pressure)의 발생 때문에 유효과재하중이 커져서 실측치보다 큰 값을 보일 수 있다.

3) 銳敏比의 영향

아주 예민한 점토에서 N치에 대응하는 비배수강도는 신뢰성이 없다. 이것은 타격시 흙이 교란되어 강도가 저하될 뿐만 아니라 높은 과잉간극수압이 유발되어 유효과재하중이 감소하기 때문이다.

바. 조사자료의 신뢰성 및 한정성으로 인한 제한

흙은 본질적으로 위치마다 그 성질을 달리하며 땅속에 있는 흙은 직접 볼 수가 없으므로 한정된 위치에서 채취한 흙 시료를 조사하여 전체지반의 특성을 평가할 수 밖에 없다. 따라서 보다 많은 조사자료가 보다 실제에 근접된 지반의 특성을 평가할 수 있도록 해야 할 것이다. 그러나 조사는 시간과 경비가 소요되는 관계로 무작정 많이 시행할 수 만은 없다.

Row가 영국에서 시행된 사례를 분석한 결과는 <표-9>와 같으며 대체적으로 조사비는 토공과 기초공사비의 3% 이내였음을 지적하고 그 중요성을 강조하여 이를 증가시켜야 된다고 하였다. 우리나라의 경우 이렇게 조사된 사례가 없으므로 조사비가 토공과 기초공사비의 몇 %를 차지하는 지는 알 수 없으나 현재 시행되고

<표-9> Site Investigation Costs-from Rowe(1972)

Type of work	% of capital cost of works	% of earthworks and foundation cost
Earth Dams	0.89-3.30	1.14-5.20
Embankments	0.12-0.19	0.16-0.20
Docks	0.23-0.50	0.42-1.67
Bridges	0.12-0.50	0.26-1.30
Buildings	0.05-0.22	0.50-2.00
Roads	0.20-1.55	(1.60)?-5.67
Railways	0.6-2.00	3.5
Overall mean	0.7	1.5

있는 조사비는 3% 보다 훨씬 밑돌고 있을 것이다. 따라서 조사를 계획하는 기술자들은 이러한 점을 감안하여 최소한 건설부에서 발행한 항만설계기준(1971)이나 구조물 기초설계기준(1986)에서 제시된 조사량만이라도 시행될 수 있도록 노력을 하여야 될 것이다.

또 많은 조사비가 투자된다고 하여도 숙련된 기술자에 의해서 조사목적에 맞는 조사를 수행하여야 될 것이다. 어떤 측면에서는 조사의 성실성 및 목적에 맞는 조사를 수행하는 것이 조사비를 증가시키는 것보다 더 중요하다고 볼 수 있을 것이다.

건설공사를 위한 현장조사 및 설계는 많은 경험이 축적된 숙련된 고급기술자 및 기술자들로 구성된 전문 설계용역업체에 의해 수행되고 있다.

이들 설계용역업체는 현장조사 및 실내토질시험에서 얻어지는 각종 토질정수 및 토층현황을 보다 더 자연조건과 근접

되게 설계에 반영되게끔 노력하고 있다. 그러나 실상은 한정된 조사, 설계기간 및 저가의 도급단가등에 따라 많은 어려움을 안고 있음이 보다 더 자연조건과 부합하는 Data를 얻는데 애로사항으로 되고 있다.

최근에 들어서 현장조사시의 중요성이 점점 더 부각되고 있으며 이를 설계 및 시공에 반영될 수 있도록 많은 노력이 행하여지고 있다.

Tomlinson 과 Meigh(1971)는 다른 어떤 원인보다도 토질조건을 잘 알지 못하는 상태에서 시공하는 Pile 시공업체들이 예상조건과 맞지않아 어려움을 겪고 있어 현장조사의 중요성이 더욱 부각되고 있다고 하였다.

현장조사 비가 차지하는 비율은 토공이나 기초공사 등과 비교할 때 아주 작으며 총공사비와 대비할 때는 Rowe(1972)가 조사한 결과인 <표9>에서 보는 바와 같이 아주 미미하다 할 수 있다. 그러나 이에 반하여 현장조사의 결과가 전체공

사비에 미치는 영향은 대단하다 할 수 있으며 보다 완벽한 조사를 실시하지 않고 설계 및 시공을 하는 경우 시공도중 잦은 설계 변경과 실제 예상치 못한 토질조건에 봉착하게 되어 많은 시간의 허비와 경제적 손실을 가져 왔음이 주위에서 흔히 볼 수 있었다.

Rowe의 한 예는 Sand Drain을 시공하느냐 하지 않느냐에 따라 전체 공사비의 2~5%의 차이를 만들 수 있고 여기서 불필요한 지반개량은 총공사비의 5%를 증가시킬 수 있다고 하였다.

이러한 점들을 비교할 때 현재의 현장조사비를 배가시킨다 해도 효과에 비해 조사비는 분명히 낮은 것으로 여겨진다. 이것은 현장조사비가 많아지며, 많은 자료수집등을 통하여 보다 나은 현장조건에 부합하는 분석자료를 제시할 수 있음은 분명하다.

3. 결 언

지금까지 "어항시설물의 설계 및 시공을 위한 토질정수의 평가"에 대하여 흙의 물리적 특성과 전단강도정수를 중점으로 하여 알아 보았다. 여기에 기술된 사항들은 일반적이고 보편화된 내용으로 앞에서 기술된 내용보다 더욱 중요한 것은 공학적 판단이며 이에따라 전문가가 설계 및 시공에 보다 체계적으로 참여할 수 있는 방향으로 진전되었으면 하

는 바람이다. ◀

[여름호 본문<上>편 p61 좌측 상단 10번째줄 「액성한계를 뺀값을 액성」을 「소성한계를 뺀값을 소성」으로 바로 잡습니다.]

참 고 문 헌

1. Das, Braja M.(1983). Advanced Soil Mechanics, Hemidphere Publishing Corporation, Washington.
2. Lambe, T.W. and Whitman, R. V. (1969). Soil Mechanics, John Wiley and Sons, NewYork.
3. 金翔圭(1991). 토질역학, 청문각, 서울.
4. 金翔圭(1978). 토질역학강좌(Ⅰ), 대한토목학회지, 제 26권 제 1호.
5. 金翔圭(1978). 토질역학강좌(Ⅱ), 대한토목학회지, 제 26권 제 2호.
6. 金翔圭(1983). 토질시험, 동명사, 서울.
7. Clayton, C.R.I, Simons, N.E and Matthews, M.C.(1982). Site Investigation, Granada, Londe.
8. Bowles, J.E.(1979). Physical and Geotechnical Properties of Soils, McGraw-Hill Co., Tokyo.
9. 부산항 건설사무소(1987). 부산항 3단계 개발사업 공사계획 2호 토질조사 (동삼동 가호안) 용역보고서.
10. Leonards, G.A(1962). Foundation Engineering, McGraw-Hill Co., New York.
11. NAVFAC(1982). Design Manual 7.1-Soil Mechanics, NAVFAC DM 7.1, U.S Department of Navy, Washington D.C.
12. Sherad, J.L., Woodward, R.J., Gizienski, S.G., and Clevenger, W.A.(1963). Earth and Earth Rock Dams, John Wiley and Sons, New York.
13. U.S. Bureau of Reclamation (1974), Earth Manual, 2nd ed. Denver, co.
14. Holtz, Rovert. and Kovacs, William D.(1981). An Introduction to Geotechnical Engineering, Prentice-Hall, Inc., New Jersey.
15. 李鐘珪(1991). 연약지반의 토질조사, 토지개발기술 제 4권 제 2호, 한국토지개발공사.
16. 李在顯(1979). 토질공학, 세진사, 서울.
17. 林炳祚(1989). 기초공학, 야정문화사, 서울.
18. 건설부(1971). 항만설계 기준.
19. 건설부(1971). 구조물 기초설계기준.
20. 건설부(1986). 구조물 기초설계기준.
21. Bowles, J.E (1982). Foundation Analysis and Design, McGraw-Hill Co., Tokyo.
22. Simons, N.E and Menzies, B. K. (1977). A Short Course in Foundation Engineering, Newnes-Butterworths, London.
23. Das, Braja M. (1985). Principles of Geotechnical Engineering, PWS Engineering, U.S.